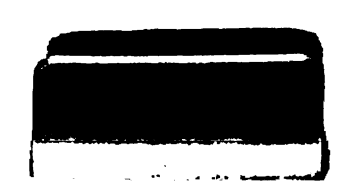

UC-NRLF
$B 98 687





DER

WASSERBAU.

NACH DEN VORTRÄGEN,

GEHALTEN AM

FINNLÄNDISCHEN POLYTECHNISCHEN INSTITUTE IN HELSINGFORS

VON

M. STRUKEL,

PROFESSOR DER INGENIEURWISSENSCHAFTEN.

III. TEIL.

ENTHALTEND:

SCHIFFSSCHLEUSEN, SCHIFFSHEBEWERKE UND GENEIGTE EBENEN FÜR DEN SCHIFFSTRANSPORT. UFERBAU.

MIT 110 SEITEN TEXT IN GROSSOCT., 9 TEXTFIGUREN UND 20 TAFELN.



HELSINGFORS, **SÖDERSTRÖM & C:o.**

LEIPZIG, **A. TWIETMEYER.**

1902.

KUOPIO 1902
GEDRUCKT BEI K. MALMSTRÖM.

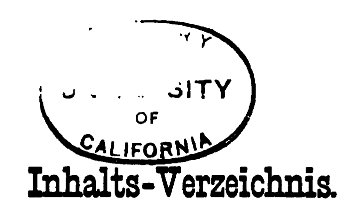
Vorwort.

In dem vorliegenden dritten Teil des Wasserbaues werden die aufgenommenen Zweige nach dem gleichen Princip behandelt, wie in den vorher erschienenen zwei Teilen. Es wurde auch hier bei der Bearbeitung des Werkes ein Hauptgewicht darauf gelegt, dass bei möglichst kurzer Besprechung des Gegenstandes, derselbe durch Vorführung anschaulicher, systematisch geordneter Beispiele aus der Praxis dennoch möglichst ausführlich und lehrreich gestaltet wurde. Dadurch dass sämtliche Abbildungen massstäblich dargestellt sind, wird den Studierenden Gelegenheit geboten, über die bezüglichen Anlagen eine bessere Vorstellung zu gewinnen, als vom mündlichen Vortrage und den denselben begleitenden Skizzen und schematischen Darstellungen auf der Tafel, nebstdem durch die beigegebenen Litteraturangaben weitere selbständige Studien angeregt werden sollen.

Eine Abweichung vom früher befolgten Verfahren wurde aber insofern getroffen, als hier von der Bezugnahme auf die dem ersten Teil beigegebenen Tafeln Abstand genommen wurde. Es wurden statt dessen die bezüglichen Abbildungen in die hier beigegebenen Tafeln aufgenommen, wodurch sowohl eine grössere Bequemlichkeit für den Leser, als auch der Vorteil gewonnen wurde, dass dieser Teil als selbständiges Werk erscheint.

Helsingfors im Januar 1902.

M. Strukel.



Inhalts-Verzeichnis.

IX. Schiffsschleusen, Schiffshebewerke und Geneigte Ebenen für den Schiffstransport.

A. Schleusen.

B. Schiffshebewerke.

C. Geneigte Ebenen.

X. Der Uferbau.

A. Böschungen.

B. Balkenwände und Steinkästen.

C. Strandbuhnen

D. Bohlwerke.

E. Ufermauern.

b. Gegliederte Ufermauern.

Litteratur.

Mit den eingeklammerten ( ) Bezeichnungen werden im Texte einige Quellen angedeutet, worin sich die besprochenen oder ähnliche Anordnungen befinden.

(AB.) — Allgemeine Bauzeitung. Wien.
(AdP.) — Annales des ponts et chaussées. Paris.
(Bh.) — Bauhandbuch, deutsches, Baukunde des Ingenieurs. Berlin 1879.
(Bk.) — Becker, M., Allgemeine Baukunde des Ingenieurs, Wasserbau. Stuttgart 1853.
(CBl.) — Centralblatt der Bauverwaltung. Berlin.
(Ch.) — Chiolich-Löwensberg H. v. Anleitung zum Wasserbau. Stuttgart 1864—65.
(CI.) — Der Civilingenieur. Leipzig.
(DB.) — Deutsche Bauzeitung. Berlin.
(Engg.) — The Engineering. London.
(Engg Nws.) — Engineering News. New-York.
(Frz.) — Franzius L. Der Wasserbau (Handbuch der Baukunde II. Heft). Berlin 1890.
(GC.) — Le Genie civil. Paris.
(GlA.) — Glasers Annalen für Gewerbe und Bauwesen. Berlin.
(HdI.) — Handbuch der Ingeniurwissenschaften. Der Wasserbau. Dritte Auflage. Leipzig 1895—99.
(Hg.) — Hagen G. Handbuch der Wasserbaukunst. Berlin 1853—76.
(HZ.) — Zeitschrift des Architekten- und Ingenieur-Vereins zu Hannover. Hannover.
(IFF.) — Ingeniörs-föreningens förhandlingar. Stockholm.
(Mm.) — Mémoires de la Société des Ingénieurs civils. Paris.
(NA.) — Nouvelles Annales de la Construction. Paris.
(NTT.) — Norsk teknisk tidskrift. Kristiania.
(ÖM.) — Oesterreichische Monatsschrift für den öffentlichen Baudienst. Wien.
(ÖW.) — Wochenschrift des oesterreich. Ingenieur- und Architekten-Vereins. Wien.
(ÖZ.) — Zeitschrift » » » » » »
(Rs.) — Riese. O., Die Ingenieur-Bauwerke der Schweiz. Berlin 1887.
(Rž.) — Ržiha, Fr. Eisenbahn-Unter- und Oberbau (Off. Bericht über die Weltausstellung in Wien 1873). Wien 1876—77.
(Sch.) — Schwarz, F. Wasserbau. Berlin 1865.
(TFF.) — Tekniska föreningens i Finland förhandlingar. Helsingfors.
(Tkn.) — Teknikern, Tidskrift för Byggnadskonst etc. Helsingfors.
(TT.) — Teknisk tidskrift. Stockholm.
(ZdI.) — Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure. Berlin.
(ZfAuI.) — Zeitschrift für Architektur und Ingenieurwesen. Hannover.
(ZfB.) — Zeitschrift für Bauwesen. Berlin.

Berichtigungen.

Seite 14, Zeile 18 v. o. setze zur Litteraturangabe noch: GlA. 1894.
» 56 » 25 » » setze: ZfB. 1894, Bl. 68, statt: ZfB. 1896.

IX. Schiffsschleusen, Schiffshebewerke und Geneigte Ebenen für den Schiffstransport.

Für den Übergang von Schiffen zwischen zwei verschieden hoch gelegenen Wasserflächen werden dreierlei Einrichtungen angewendet, nämlich Schleusen, Hebewerke und geneigte Ebenen. Während die Schleusen dadurch gekennzeichnet sind, dass bei denselben die Schiffe unmittelbar vom Wasser gehoben oder gesenkt werden, geschieht dies bei den Hebewerken und geneigten Ebenen mittels besonderer Vorrichtungen, bei ersteren in vertikaler Richtung und bei letzteren längs einer geneigten Bahn. Die Wahl zwischen diesen Beförderungsmitteln hängt ab: vom Gefälle, d. h. dem Höhenunterschied zwischen den beiden Wasserflächen, den vorhandenen Wassermengen, der Beschaffenheit des Bodens, der Grösse des Verkehrs und den zur Verfügung stehenden Geldmitteln.

A. Schleusen.

Einteilung und allgemeine Anordnung der Schleusen.

Je nach der Anwendung bei Schiffahrtskanälen, kanalisierten Flüssen oder bei Seehäfen und Seekanälen, unterscheidet man zunächst folgende Arten von Schiffsschleusen (Schiffahrtsschleusen): Kanalschleusen, Flussschleusen und Seeschleusen, letztere auch Hafenschleusen genannt. Die Kanalschleusen haben den Übergang der Schiffe zwischen verschieden hoch gelegenen Kanalhaltungen zu vermitteln, während Flussschleusen für den Durchgang von Schiffen durch Wehranlagen und Seeschleusen zur Absperrung von s. g. geschlossenen Häfen (Dock-Häfen) zur Anwendung kommen, um dadurch im Hafen eine konstante, von den äusseren Fluth- und Ebbe-Wasserständen unabhängige Wassertiefe aufrecht erhalten zu können.

In konstruktiver Beziehung bestehen die Schiffsschleusen der Hauptsache nach aus einer oder mehreren beweglichen Scheidewänden zwischen den beiden

Wasserflächen, welche für den Durchgang der Schiffe geöffnet, sonst aber geschlossen gehalten werden. Diese Wände bestehen aus beweglichen Thoren und wird die gesamte zu einem Thor gehörige Anlage ein Schleusenhaupt genannt. Meistens sind jedoch zwei Häupter mit einem zwischen denselben befindlichen, für die Aufnahme des Schiffes bestimmten Behälter, der s. g. Kammer erforderlich, und heisst dann eine solche Schleuse Kammerschleuse.

I. Einhäuptige Schleusen.

Taf. I, Fig. 1. Einhäuptige Schleuse mit einfachem Thor als Schutz- oder Sperrschleuse, oder als Dockschleuse. Ist hier nämlich I die Oberwasserseite oder die Seeseite, so dass das Thor nach dieser Richtung absperrend wirkt und II die Unterwasserseite oder die Binnenseite, so ist dies eine gewöhnliche Schutz- oder Sperrschleuse, zur zeitweiligen Abhaltung von höherem Wasser, während sie sonst für die Durchfahrt der Schiffe offen steht. Das folgende Beispiel zeigt eine derartige Anlage.

» » Fig. 2. Kanalisierung der Mosel unterhalb Frouard, unter Anwendung einer Schutzschleuse der obigen Art. Der Fluss wird zur Erhaltung der nöthigen Fahrtiefe bei niedrigeren Wasserständen durch eine Reihe von Nadelwehren aufgestaut, von welchen jenes unterhalb Frouard in der hier ersichtlichen Weise mittels eines Seitenkanals passiert wird, welcher am unteren Ende mit einer Kammerschleuse, am oberen aber mit einer einfachen Schutzschleuse versehen ist. Diese besteht aus einem zweiflügeligen Stemmthor, welches bei eintretendem Hochwasser geschlossen wird, zum Schutz der dahinter befindlichen, im Übrigen durch Deiche geschützten Landgebiete gegen Überschwemmung. Da bei diesen Gelegenheiten der Fluss in ungestautem Zustand genügende Wassertiefe hat, so findet dann der Schiffsverkehr nach Niederlegen der Wehre nur im Flusse selbst statt (HdI. 3. Aufl.—ZfB. 1874).

Sicherheitshalber erhalten solche Schleusen mitunter auch zwei hinter einander befindliche, nach der gleichen Richtung hin absperrende Thore.

Ist dagegen I die Binnenseite und II die Seeseite, so ist dies eine Dockschleuse, welche bezweckt, bei einem geschlossenen Hafenbassin (Dock) bei sinkendem äusseren Wasserstand zur Zeit der Ebbe durch Verhinderung des Wasserabflusses aus dem Bassin mittels eines Ebbethores, die nöthige Wassertiefe aufrecht zu erhalten.

» » Fig. 3. Schutz- oder Sperrschleuse mit beiderseitig wirkendem Doppelthor (Flut- und Ebbethor), die zugleich Dockschleuse ist. Dieselbe kommt zur Anwendung an Stellen, wo zeitweilig auf der einen oder der anderen Seite höhere Wasserstände abzusperren sind (vergl. Taf. 8, Fig. 3b—3c).

Nachdem bei derartigen einhäuptigen Schleusen die Thore durch den Über-

druck des Wassers mehr oder weniger fest geschlossen gehalten werden, so ist bei denselben der Durchgang von Schiffen im Allgemeinen nicht zu jeder Zeit möglich, sondern nur bei so geringem Gefälle, dass der vorhandene Überdruck gegen das Thor ein Öffnen desselben noch gestattet.

2. Kammerschleusen.

a. Allgemeine Anordnung und Wirkungsweise gewöhnlicher Kammerschleusen.

Taf. I, Fig. 4—4 b. Allgemeine Anordnung einer gewöhnlichen Kammerschleuse. Dieselbe ist durch seitliche Wände begrenzt und besteht aus dem Oberhaupt A, dem Unterhaupt B und der dieselben verbindenden Kammer K. Die Häupter sind mit je einem Thor, dem Oberthor T und dem Unterthor T_1 versehen, welche beide bis über die Höhe des Oberwassers reichen. Hierdurch kann die Wasserfläche in der Kammer stets auf die Höhe des Oberwassers oder des Unterwassers gebracht und dadurch zu jeder Zeit der Übergang der Schiffe nach beiden Richtungen vermittelt werden. Soll nämlich der Übergang von oben nach unten stattfinden, so wird das Unterthor geschlossen und die Kammer gefüllt, wonach das Oberthor geöffnet, das Schiff in die Kammer eingeführt und nach Schliessung des Oberthors die Wasserfläche in der Kammer bezw. das Schiff durch Auslassen des Wassers nach dem Unterwasser zu gesenkt wird. Für den Übergang von unten nach oben wird umgekehrt zuerst das Schiff in die Kammer eingeführt und sodann durch Füllung der letzteren zum Oberwasser empor gehoben. Hierbei geschieht das Füllen und Entleeren der Kammer entweder durch in den Thoren angebrachte Schützen S, S_1 oder durch Kanäle in den Seitenwänden U U_1 (Umläufe) oder unter dem Boden (Grundläufe).

Die Räume in welchen sich die Thore bewegen, werden Thorkammern und deren Sohle der Thorkammerboden genannt. Das Thor stützt sich gegen einen Absatz am Boden, den s. g. Drempel (Schwelle) D, hinter welchem sich beim Oberhaupt nach der Kammer zu meistens ein Absatz, der s. g. Abfallboden C (Abfallmauer, Fallmauer) befindet. Damit die Thorflügel in geöffnetem Zustand den durchfahrenden Schiffen nicht im Wege sind, bestehen für dieselben in den Wänden der Thorkammern besondere Vertiefungen s. g. Thorkammernischen N, deren rückwärtiges, die Wendesäule des Thores aufnehmendes Ende Wendenische genannt wird. Die ausserhalb der Thorkammern befindlichen Vorschleusen mit dem Vorboden sind an den Wänden mit Falzen F versehen, in welche behufs Entleerung der

Schleuse bei Ausbesserungen, Dammbalken niedergeschoben werden. An den Enden der Schleuse vermitteln s. g. Flügel E den Anschluss der Wände an die Böschungen der Zufahrtstrassen. Dieselben bestehen meistens aus zur Schleusenachse winkelrechten oder geneigten Ebenen, selten aus gebrochenen oder gekrümmten Flächen.

b. Abmessungen der Kammerschleusen.

Ausser dem Gefälle, welches von den örtlichen Verhältnissen abhängig ist, müssen die übrigen Abmessungen der Schleusen denjenigen der grössten durchzuschleusenden Schiffe, eventuell denjenigen ganzer Schiffszüge, mit dem nöthigen Spielraum, entsprechen. Letzterer soll um so grösser sein, je grösser und schwerer zu handhaben die Schiffe sind. Demnach pflegt der beiderseitige Spielraum der lichten Weite b der Häupter bei Kanal- und Flussschleusen zwischen etwa 0,1 und 0,3 m, bei Seeschleusen aber etwa 1,0 bis 2,0 m angenommen zu werden. Die Weite b_1 der Kammer ist entweder ebenso gross wie jene der Häupter oder auch grösser. Der Spielraum der nutzbaren Länge l der Kammer, welche von der Sehne des Abfallbodens bis zum Anfang der unteren Thorkammer gerechnet wird (um die Thore unbehindert öffnen zu können), beträgt bei Kanal- und Flussschleusen von etwa 0,5 bis 1,5 m und bei Seeschleusen etwa 1,5 bis 2,0 m. Ist ein Abfallboden nicht vorhanden (wie dies bei Fluss- und Seeschleusen meistens der Fall ist), so wird die nutzbare Länge der Kammer von der Verbindungslinie zwischen den Wendenischen des Oberhauptes an gerechnet.

Die Tiefe des Drempels unter der Wasserfläche muss beim kleinsten Wasserstand dem grössten Tiefgang der Schiffe, mit einem Spielraum von etwa 0,2 bis 0,5 m entsprechen.

Im Allgemeinen beträgt bei Binnenkanal- und Flussschleusen die Weite von etwa 4 bis 12 m, die nutzbare Kammerlänge für einfache Schiffe von 35 bis 100 m, für ganze Schleppzüge aber viel mehr (z. B. bei der Main-Kanalisierung 346 m), und die Drempeltiefe von 1,5 bis 3,5 m, während Seeschleusen eine Weite bis zu etwa 30 m, eine nutzbare Kammerlänge bis zu 240 m und eine Drempeltiefe bis zu etwa 11 m haben.

Man pflegte früher in Deutschland die Binnenkanäle in 3 Klassen einzutheilen, entsprechend der Wassertiefe von 2,5 m, 2,0 m und 1,5 m und einer Sohlenbreite von bezw. 16, 14 und 10 m mit Schleusen von bezw. 7,5 m, 6,25 m und 4,6 m Weite, 55,0 m, 48,0 m und 35,0 m nutzbarer Länge und 2,0 m, 1,75 und 1,3 m Drempeltiefe (Rh.).

Am Binnenschiffahrtskongress im Jahre 1886 in Wien wurden für Hauptkanäle folgende kleinste Normaldimensionen vorgeschlagen: Drempeltiefe unter Normalwasserspiegel 2,5 m, lichte Weite in den Thoren 7,0 m, Länge der Kammer von Drempelspitze zu Drempelspitze 75,5 m. — Ferner sollen nach den Beschlüssen des VIII. Internat. Schiffahrtskongresses in Paris die Schleusen der Haupthäfen

der Gegenwart im Stande sein, Schiffe von 20 bis 22 m Breite, 200 m Länge und 9 m Tiefgang aufzunehmen und sollen vorsichtigerweise bei zukünftigen Anlagen ähnlicher Art folgende Masse zu Grunde gelegt werden: 20 bis 25 m Breite, 240 m Länge und 10 m Tiefgang. [1])

Die Drempelhöhe über dem Thorkammerboden beträgt je nach der Grösse und Bauart der Schleuse von etwa 0,25 bis 0,5 m, wovon der Anschlag des Thores 0,15 bis 0,3 m. Die Höhe der Thore wird meistens so bemessen, dass die oberste Kante um etwa 0,2 m, bei Seeschleusen im Wellenbereich aber auch bis zu 1 m und mehr über den höchsten Wasserstand reicht. Mitunter lässt man aber auch die Thore von den höheren Wasserständen überströmt werden.

Die Nischen müssen so tief sein, dass nicht nur der geöffnete Thorflügel mit allen seinen Teilen gut hinein passt, sondern soll der Thorflügel noch um 5 bis 10 cm hinter die Flucht der Thorkammerwand zurück treten, um bei etwa nicht völlig geöffnetem Thor und bei Abweichungen der Schiffe von der Achse der Durchfahrt ein Anstossen gegen das Thor zu vermeiden. Für alle über die Hauptfläche des Thores noch besonders vorspringenden Teile, wie Schraubenköpfe etc. werden in der Wand der Nische entweder noch besondere einzelne Vertiefungen angeordnet, oder es erhält die Nische noch eine entsprechende durchgehende Vertiefung. Zur Vermeidung eines allfälligen Klemmens der Thore durch schwimmende Gegenstände soll die Breite der Nische um etwa 15 bis 20 cm grösser sein, als jene des Thorflügels.

Das Gefälle h, der Höhenunterschied zwischen dem Ober- und Unterwasserspiegel, pflegte bei gewöhnlichen Kanal- und Flussschleusen älteren Datums bis zu etwa 4 m zu betragen, man ist aber in neuerer Zeit unter Anwendung gewöhnlicher Kammerschleusen viel weiter gegangen, beispielsweise beim Dortmund-Ems-Kanal bis zu 6,2 m und bei dem später besprochenen Entwurf für den Umbau der Kanalverbindung zwischen dem Wenern-See und dem Kattegat bis zu 8 m. Unter Anwendung der besonderen Anordnung als Schachtschleusen kam beim Kanal von St. Denis ein Gefälle von 9,9 m zur Ausführung, nachdem Polhelm schon im 18. Jahrhundert in Schweden derartige Schleusen für Gefälle bis zu 16,6 m zur Ausführung gebracht hatte. In neuerer Zeit wurde von Fontaine der später

---

[1]) Gegenwärtig hat das grösste deutsche Handelsschiff »Kaiser Wilhelm II« 21,94 m Breite, 215,34 m Länge und 8 bis 9,0 m Tiefgang. — Beim Bau der später besprochenen Grossen Kaiserschleuse in Bremerhaven wurde ein grösstes Schiff von 25 m Breite, 195 m Länge und 8.5 m Tiefgang zu Grunde gelegt. Dem entsprechend erhielt die Schleuse eine Breite der Durchfahrt von 28,0 m, eine Kammerlänge von 200 m und eine Drempeltiefe unter gewöhnlichem Hochwasser von 10,66 m (ZfAuJ. 1900, S. 657). — Die Schleusen des Nord-Ostsee-Kanals haben nur eine Durchfahrtsweite von 25,0 m. — Das in neuester Zeit gebaute grösste englische Handelsschiff »Celtic« hat eine Breite von 22,85 m, eine Länge von 213 m, einen Tiefgang von 10,97 m und ein Deplacement von 37 700 Tonnen.

besprochene Entwurf zu einer solchen Kanalschleuse für 20 m Gefälle entworfen. Bei Seeschleusen bestehen Gefälle bis zu etwa 12 m.

c. Bauart des Schleusenkörpers.

Man hat beim Schleusenkörper den Boden und die Wände zu unterscheiden, deren Bauart von den örtlichen Verhältnissen, also namentlich von der Beschaffenheit des Untergrundes, dem Charakter der Schleuse in Bezug auf ihre mehr oder weniger grosse Bedeutung für den Verkehr, der verlangten Dauerhaftigkeit, der mehr oder weniger leichten Vornahme von Ausbesserungen sowie von den Kosten abhängig ist.

Der Boden und die Wände können bei der Kammer aus natürlichem Erdreich, aus Felsen, Holz, oder aus Mauerwerk bezw. Beton bestehen, während bei den Häuptern nur Holz und Mauerwerk nebst Beton zur Anwendung kommen. In einzelnen Fällen ist bei Boden und Wänden auch Eisen angewendet worden.

Der natürliche Boden kann für Sohle und Wände dort in Frage kommen, wo derselbe aus wasserdichtem (thonhaltigem) Erdreich oder aus Felsen besteht, so dass ein Emporquellen des Wassers gar nicht oder nur in so geringem Grade zu erwarten ist, dass dadurch weder eine Beschädigung der übrigen Teile noch grössere Wasserverluste eintreten können. Der letztere Umstand kann aber auch ohne Bedeutung sein an Stellen, wo reichliche Wassermengen zur Verfügung stehen, wie dies bei Flussschleusen gewöhnlich der Fall ist. Bei der Anwendung von Erdboden als Schleusenboden wird derselbe je nach der Festigkeit und Dichtigkeit entweder nicht befestigt, oder es kommt eine Befestigung zur Anwendung, bestehend aus einfacher Steinpflasterung oder aus Pflasterung zusammen mit einer untergelegten Faschinenbettung oder einer schwachen Mauerwerksschicht oder Betonbettung. Bei den Seitenwänden der Kammern kommt die natürliche Erde in Form von Böschungen zur Anwendung, welche jedoch gegen Beschädigungen durch die Bewegungen des Wassers etc. immer befestigt zu werden pflegen (mit Pflasterung ohne oder mit Betonbettung, Faschinenpackwerk). Hierdurch wird auch der Vortheil erreicht, dass diese Böschungen steiler gehalten werden können, als dies sonst der Fall wäre.

Kammerböden aus Erde werden aber auch zusammen mit hölzernen oder steinernen Seitenwänden benutzt.

Der natürliche Felsen kommt entweder nur für die Sohle oder auch für die Wände der Kammer zur Anwendung. Im ersteren Falle können die Wände aus Erdböschungen, Holz oder Mauerwerk bestehen, während im letzteren Falle die Schleuse ganz in den Felsen eingesprengt ist. Die so erhaltenen Felsflächen

werden dann entweder unmittelbar, oder erst nach Abebnung mittels Mauerwerk oder Beton benutzt. Im ersteren Falle müssen aber die Wände zur Vermeidung einer Beschädigung der Fahrzeuge mit s. g. Reibepfählen versehen sein.

Hölzerne Böden werden bei Kammer und Häuptern zusammen mit hölzernen oder steinernen Wänden benutzt und bestehen aus Bohlenbelag auf Pfahlrost, seltener auf Schwellenrost. Derartige Böden sind nur geeignet bei Schleusen von weniger grosser Weite (nicht über etwa 15 m) und an Stellen, wo nicht durch stärkeren Andrang des Grundwassers die Entleerung der Baugrube behufs Legung des Rostes mit grösseren Schwierigkeiten verbunden ist. Hölzerne Böden erfordern ferner behufs Dichtigkeit eine Unterfüllung von fettem Thonschlag von etwa 0,3 bis 0,8 Dicke, sowie einen Abschluss durch Quer-Spundwände, welche an den Enden der Schleuse und gewöhnlich auch unter den Drempeln angebracht werden. Bei Holzböden und steinernen Wänden werden nebstdem gewöhnlich auch an der Rückseite der Wände in der Längenrichtung Spundwände angeordnet.

Bei mässigen Holzpreisen können solche Holzböden wesentlich billiger und schneller herzustellen sein, als massive und sind, weil ständig unter Wasser auch von grosser Dauerhaftigkeit. Dieselben haben ferner auch den Vorteil eines verhältnismässig geringen Gewichtes und sind daher bei nachgiebigem Untergrund (Moorboden) oft auch die einzig mögliche Anordnung.

Hölzerne Böden werden zusammen mit hölzernen oder mit steinernen Wänden angewendet.

Hölzerne Wände bestehen aus Bohlwerken oder aus Steinkisten. Dieselben haben ebenso wie die hölzernen Böden den Vorteil verhältnissmässig kleiner Anlagekosten und geringer Belastung des Untergrundes, jedoch den Nachteil, dass die nicht ständig unter Wasser liegenden Teile einer baldigen Zerstörung durch Fäulniss unterliegen. Es können daher hölzerne Wände namentlich bei Schleusen mit geringem Gefälle angezeigt sein, weil dann nur kleinere Wandflächen der Fäulniss ausgesetzt sind, sowie bei kleineren Wandhöhen als etwa 4 m, weil sonst zu starke und kostspielige Hölzer und Verankerungen erforderlich sind. Im Allgemeinen sind mit Rücksicht auf die mit der Ausbesserung solcher Wände verbundenen Verkehrsstörungen dieselben nur als provisorische Anlagen und an Stellen angezeigt, wo aus anderen Gründen längere Verkehrsunterbrechungen stattfinden, wie dies in den nordischen Ländern zur Winterzeit wegen Eishindernissen der Fall ist. Es kann dann bei niedrigen Holzpreisen und Arbeitslöhnen der Preisunterschied zwischen derartigen hölzernen und steinernen Wänden so gross sein, dass in Anbetracht der bis zu etwa 20 jährigen Dauer der über Wasser befindlichen Holzteile, die Rente dieses Preisunterschiedes wesentlich grösser ist, als die Kosten für die regelmässigen Ausbesserungen der Holzteile.

Bei den hölzernen Böden und Wänden ist behufs Dichtigkeit ein genaues Anpassen des Bohlenbelages erforderlich, worauf die Bohlen nach Füllung der Schleuse mit Wasser durch Quellen des Holzes an einander gepresst werden. Man hat auch zu dem Behufe (z. B. bei den Pielis Elf-Schleusen in Finnland) die Bohlen vor dem Hobeln durch Überrollen eines Gewichtes an den Kanten niedergepresst, so dass dann durch das spätere Ausdehnen des Holzes die Fugen noch dichter wurden. Undichte Stellen werden vom durchströmenden Wasser, bezw. den von demselben mitgerissenen Erd- und Sandkörnern immer mehr und mehr ausgefressen und erweitert. Der Boden muss auch gegen ein Emporheben durch den Auftrieb genügend gesichert sein.

Steinerne (massive) Böden bestehen aus Mauerwerk oder aus Beton. Letzterer ist namentlich bei durchlässigem Untergrund erforderlich und wird dabei die Baugrube meistens mit Spundwänden umschlossen. Je nach der Beschaffenheit des Untergrundes werden die steinernen Böden entweder unmittelbar auf demselben ausgeführt oder unter Benutzung verschiedener Gründungsverfahren. Man verwendet dann namentlich Pfähle mit Betonschüttung, seltener Pfahlrost oder liegenden Rost. Bei grösseren Schleusen sind auch Gründungen mittels Senkbrunnen und mittels Caisson zur Anwendung gekommen. An der Oberfläche werden die massiven Böden entweder eben oder als verkehrte Gewölbe ausgeführt und meistens abgepflastert. Der Abfallboden wird gewöhnlich gewölbförmig angeordnet. Desgleichen der Drempel, welcher aus Werksteinen ausgeführt wird, deren Fugen zu den Anschlagleisten des Drempels, oder zum Abfallboden winkelrecht stehen.

Steinerne Wände sind Stützmauern aus Bruchstein- oder Ziegelmauerwerk, eventuell mit Werksteinverblendung, sowie aus Beton mit Ziegel- oder Werksteinverblendung an den Innenflächen.

Bei steinernen Böden und Wänden sollen sämtliche vorspringenden Kanten mit guten Werksteinen eingefasst sein.

Schleusen mit Boden und Wänden aus natürlichem Erdreich.

Die Anwendung des natürlichen Erdbodens für Sohle und Seitenwände von Schleusenkammern, welche bei undurchlässiger und fester Erde in Frage kommen kann, hat den Vorteil verhältnismässig kleiner Anlagekosten, jedoch ausser den früher genannten, mit eventuellen Undichtigkeiten verbundenen Unzukömmlichkeiten auch noch den Nachteil, dass die seitlichen Böschungen eine grössere Wassermenge zur Füllung der Kammer und daher auch eine längere Füll- und Entleerungszeit erfordern, als dies bei vertikalen Wänden der Fall ist.

Taf. I, Fig. 5—5 c. Schleppzugschleuse bei der Main-Kanalisierung zwischen Frankfurt und Mainz. Es sind dies dreihäuptige Schleusen, welche zur Aufnahme ganzer Schleppzüge aus den ursprünglichen zweihäuptigen Schleusen von etwa 80 m nutzbarer Kammerlänge dadurch entstanden sind, dass im Unterwasserkanal an das frühere Unterhaupt eine neue Kammer von 255 m Länge und 20 m Sohlenbreite und ein neues Unterhaupt eingebaut wurden. Hiedurch ist es möglich bei besonders langen Schleppzügen unter Offenhaltung des mittleren Hauptes die ganze Länge zwischen den äussersten Häuptern als nutzbare Länge zu verwenden. Da der Untergrund aus thonhaltigem Erdboden besteht, so wurde bei der neuen Kammer der natürliche Boden ohne Befestigung als Sohle beibelassen, während die im Verhältnis 1 : 1 geböschten Kammerwände durch ein in Cementmörtel gelegtes Basaltpflaster mit vorgesetzter Spundwand befestigt sind. Zur Beschleunigung des Füllens der Kammern besteht ausser den Umläufen und Thorschützen am Oberhaupt auch noch ein neu angelegter dritter Umlaufkanal, welcher vom Oberwasser der daneben befindlichen Wehranlage des Main-Flusses zum oberen Ende der neuen Kammer, bezw. zum rechtseitigen Flügel des Mittelhauptes geführt ist.

Das neue Schleusenhaupt ist in Bruchsteinmauerwerk mit teilweiser Sand- und Basalsteinverblendung, sowie mit Betongründung zwischen Spundwänden ausgeführt.

Derartige Schleusenanlagen bestehen bei den Wehranlagen von Frankfurt, Höchst, Okriftel, Flörsheim und Kostheim. Zum Füllen derselben sind 13 bis 16 Minuten erforderlich (CBl. 1893, N:o 3 & 4—ZfB. 1900, Statistik der Bauten XVI).

» » Fig. 6—6 a. Erste Schleuse des Emde-Jade-Kanals. Hier sind Sohle und Böschungen mit einer abgepflasterten Betonlage von 0,5 m Dicke befestigt. Die Böschungen stützen sich am Fusse gegen eine schwache Pfahlreihe (HdI.).

Schleusen mit hölzernen Wänden.

Hölzerne Wände kommen bei der Kammer zusammen mit Erdsohlen oder mit hölzernen Böden, bei den Häuptern aber nur in der letzteren Anordnung zur Anwendung. Diese Wände werden gewöhnlich in Form von verankerten Bohlwerken oder in Form von Steinkisten (letztere namentlich in den nordischen Ländern) ausgeführt. Letztere sind zwar kostspieliger, dabei aber widerstandsfähiger, namentlich gegen Verschiebungen durch das angrenzende Erdreich bei Frost. Die Bohlwerke bestehen aus angesetzten oder eingerammten und verankerten Vertikalständern, in gegenseitigen Abständen von etwa 1 bis 1,2 m und hintergelegtem wagrechten Bohlenbelag.

Taf. I, Fig. 7—7 b. Ältere hölzerne Schleuse mit Holzboden auf Pfahlrost. Der Abfallboden besteht hier aus einer schiefen Ebene, wird aber bei solchen Holzböden auch vertikal angeordnet.

» » Fig. 8. Weichselschleuse bei Neufähr (Plönendorfer Schleuse), links den Querschnitt durch das Unterhaupt, rechts jenen durch die Kammer darstellend. Bei letzterer besteht somit die Sohle aus natürlichem Erdreich, während die Wände bis etwas über die Höhe des Unterwassers aus Bohlwerken mit eingerammten Ständern, oberhalb aber aus Erdböschungen mit Berme bestehen (ZfB. 1862, Bl. 12).

» » Fig. 9—9 a. Binnenkanal-Schleuse bei Papenburg. Der Querschnitt Fig. 9 a ist links durch die Thorkammer, rechts durch die Kammer geführt. Bei ersterer besteht der Boden aus doppeltem, bei letzterer aus einfachem Bohlenbelag, welcher hier gegen den Auftrieb noch durch übergelegte Querholme mit zwischen denselben ausgelegtem hochkantigem Ziegelpflaster niedergehalten wird und mittels

untergelegtem Thonschlag abgedichtet ist. Während in den früheren Beispielen die Zuganker aus Holz sind, bestehen dieselben hier aus Rundeisenstangen (HZ. 1866, Bl. 350).

Taf. 1, Fig. 10—10 b. Finnische Schleuse mit Wänden aus Steinkisten, bei den Seitenkanälen der kanalisierten Pielis Elf. Der Boden besteht aus Bohlenbelag auf Schwellenrost und Betonschüttung, wobei der Rost auch unter die Wände als Fundament verlängert ist. Letztere bestehen auf jeder Seite aus je einer besonderen Steinkiste für die Flügel, die Häupter und die Kammer mit je zwei Reihen von Fächern, von welchen bei der Kammer behufs besserer Ventilation des Holzes nur jedes zweite im Zickzack mit Steinen gefüllt ist. Nachdem aber das Gewicht dieser Wände ungenügend ist, um namentlich bei eintretendem Frost dem Erdschub widerstehen zu können, so sind diese Kammerwände durch seitliche Gräben *F* (Frostgräben) vom angrenzenden Erdreich isoliert. An der Krone sind die Wände mit Bohlenbelag und mit Pollern *P* zum Vertauen der Schiffe versehen. Zur Abdichtung der Kammer sind die an den Enden der Schleuse und an den Drempeln angeordneten Querspundwände durch die Schleusenwände und über dieselben hinaus verlängert.

Diese Schleusen haben sich während ihres etwa 30 jährigen Bestandes recht gut gehalten (AB. 1889).

Schleusen mit Wänden aus Holz und Mauerwerk.

Nachdem bei hölzernen Bohlwerkwänden die nicht ständig unter Wasser liegenden Teile der Zerstörung durch Fäulnis unterliegen, so werden zur Erreichung grösserer Dauerhaftigkeit auch Wände angewendet, welche auf die Höhe des Unterwassers aus Holz, oberhalb aber als Bohlwerke aus Eisen und Mauerwerk, oder nur aus Mauerwerk als befestigte Böschungen ausgeführt werden.

Taf. 1, Fig. 11—11 a. Schleuse im mittleren Emsgebiet. Die Sohle der Kammer besteht hier aus Steinpflaster auf Buschunterlage, von welcher in Fig. 11 die Stackpfähle sichtbar sind. Die Wände bilden ein verankertes gemischtes Bohlwerk, bestehend unter dem Unterwasser aus Holz, nämlich aus Pfählen in gegenseitigen Abständen von 0,914 m, welche oben mit einander verholmt sind und gegen welche sich eine 13 cm starke Spundwand stützt (Fig. 11). Auf diesem hölzernen Bohlwerk ist ein solches aus Eisen und Mauerwerk aufgesetzt, bestehend aus über den Pfählen aufgestellten gusseisernen Ständern (Fig. 11 a) von T-förmigem Querschnitt, mit Rippen von 100 mm Breite in der Vorderfläche, ebenso grosser Steghöhe und 2 cm Stärke. Zwischen diesen Ständern sind $^1/_2$ Stein starke Gewölbkappen aus Klinkern in Cement eingespannt. Zur Verhinderung von Verschiebungen durch den Erddruck gegen den Fuss der Pfähle, sind dieselben durch die in der Figur ersichtlichen Querbalken gegenseitig abgespreizt (CBl. 1882).

Taf. 2, Fig. 1—1 a. Schleuse im Ems-Jade-Kanal. Hier sind die Wände von gleicher Art wie im vorigen Beispiel, wobei aber die eisernen Ständer aus gewalzten I-Eisen bestehen, welche oben mittels eines durchgehenden Winkeleisens mit einander verbunden sind. Hierdurch erhält die Wand einen grösseren Widerstand gegen Stösse durch die Schiffe, als bei gusseisernen Ständern. Die Sohle besteht aus Steinpflasterung auf einer schwachen Betonbettung (Deutsche Techniker-Ztg. 1893—Hdl.).

» » Fig. 2. Schleuse zu Bredereiche, bei welcher die Kammerwände bis auf Unterwasserhöhe aus einem verankerten hölzernen Bohlwerk mit Betonhinterfüllung von 0,5 m Dicke, oberhalb aber aus einer gegen die Oberkante des Bohlwerks gestützten, mittels Betonschüttung von 0,5 m Dicke und Steinpflasterung befestigten

Böschung besteht. Der Kammerboden besteht aus gepflastertem Thonschlag von 0,8 m Dicke (ZfB. 1885, S. 436).

Schleusen mit steinernen Wänden.

Die aus Bruchstein- oder Ziegelmauerwerk in Cement, oder aus Stampfbeton mit Ziegel- oder Werksteinverblendung ausgeführten steinernen Seitenwände werden an sämtlichen Kanten mit Werksteinen eingefasst und an der Krone mit guten Deckplatten abgedeckt. Dieselben werden entweder gemeinsam mit dem Schleusenboden oder unabhängig von demselben gegründet. Letzteres ist namentlich bei Schleusen von grösserer Weite, zur Vermeidung von Undichtigkeiten in Folge von ungleichförmigen Setzungen, angezeigt.

Die steinernen Schleusenwände können alle bei Stützmauern üblichen Formen des Querprofils erhalten, wobei nur zu berücksichtigen ist, dass auf der Wasserseite keine vorspringenden Teile den Schiffen hinderlich sein dürfen. Demnach bildet die vordere Seite des Profils entweder eine vertikale Gerade, oder eine gebrochene oder gekrümmte Linie, indem der Fuss so weit vorgezogen wird, als es die Gestalt der Schiffe zulässt. Hierdurch wird nicht nur der Vorteil einer grösseren Standsicherheit, sondern auch derjenige eines kleineren Wasserbrauchs und einer kürzeren Zeit zum Füllen, als bei vertikalen Wänden erreicht. Die Rückseite ist abgetreppt oder abgeschrägt, zuweilen auch mit Strebepfeilern verstärkt. Diese Pfeiler haben dann zugleich den Vorteil, dass sie die sich längs der hintern Mauerfläche leicht bildenden Wasseradern abschneiden. Gegen diesen Übelstand ist es auch gut, die Mauerabsätze abzuschrägen und die Mauer mit thonhaltigem Boden zu hinterstampfen. Die Mauerkrone soll mit Rücksicht auf die Stösse der Schiffe bei Kanal- und Flussschleusen eine Dicke von wenigstens 0,6 bis 1,0 m und bei Seeschleusen wenigstens 1,0 bis 1,5 m erhalten.

Die Wendenischen bestehen entweder aus Werksteinen, welche bei runden Wendesäulen für den genauen Anschluss des Thores längs der ganzen Anschlussfläche der Wendesäule abgeschliffen werden, während bei Verwendung von s. g. Stützwinkeln nur ein der Anschlagleiste entsprechender, verhältnismässig schmaler Streifen der Wendenische abgeschliffen zu werden braucht. Eine weitere Anordnung besteht darin, dass die ganze Wendenische mit Gussstahlplatten belegt wird.

Um zu verhindern, dass die beim Füllen der Kammer leicht in schaukelnde Bewegung kommenden Schiffe gegen die Wände anstossen oder gegen das Unterthor getrieben werden, befestigt man dieselben an Haltepfählen (Pollern) oder an Ringen von welchen erstere längs der Mauerkrone und letztere gleichfalls an der Krone oder an den Wänden angebracht werden. Zu gleichem Zwecke dienen auch s. g. Reibhölzer, welche zuweilen an den Kammerwänden in aufrechter

Richtung in gegenseitigen Abständen von etwa 4 m, manchmal auch in wagrechter Richtung, namentlich an den Wänden der Häupter, angebracht werden. Für den Abstieg in die Kammer pflegen grössere Schleusen mit eisernen Steigleitern in dammfalzartigen Vertiefungen, und an der Krone zwischen verschieden hoch gelegenen Punkten mit Treppen versehen zu werden.

Die Dicke der steinernen Wände wird nach den für die Berechnung von Stützmauern geltenden Regeln bestimmt und zwar unter Voraussetzung, dass die Kammer leer und das Hinterfüllungs-Erdreich eventuell mit Wasser getränkt ist (durch das Vordringen des Oberwassers). Man hat dann den vollen Wasserdruck nebst Erddruck zu berücksichtigen, letzteren jedoch unter Voraussetzung eines um den Auftrieb verminderten Gewichtes des Erdreichs.

Die Dicke der Beton-Böden wird bei durchlässigem Erdreich unter Berücksichtigung des bei leerer Kammer von unten nach oben wirkenden Wasserdrucks, vermindert um das Eigengewicht des steinernen Bodens berechnet. Je nachdem dann die Sohle der Kammer eben oder gewölbt ist, wird der Boden als frei aufliegender Träger oder als Gewölbe berechnet, unter Berücksichtigung einer zulässigen Inanspruchnahme des Betons auf Zug von etwa $k = 3$ bis 5 kg/qcm. Man hat daher bei Böden der ersteren Art, bei überall gleich grosser Dicke d, wenn l die Spannweite, P der Wasserdruck für die Längeneinheit der Kammer und g das spec. Gewicht des Betons:

$$k \tfrac{1}{6} d^2 = \tfrac{1}{8} (P - gdl)\, l^2, \text{ woraus}$$

$$d = \frac{l}{2}\left[-\frac{3}{4}\frac{g}{k}\, l^2 + \sqrt{\frac{3}{k}\left(\frac{3}{16}\frac{g^2}{k}\, l^4 + P\right)}\right].$$

Es wird aber gegenwärtig zur Sparung an Beton die Dicke nicht überall gleich gross angenommen, sondern erhält das Profil des Bodens unten entweder abgeschrägte Enden (vergl. Taf. 2, Fig. 16 c), oder von der Mitte aus nach den Enden reichende Abschrägungen (vergl. Taf. 3, Fig. 7 a).

Bei neueren Schleusen sind auch Betonböden nach der Monier-Bauweise zur Ausführung gekommen, z. B. bei den Schleusen des Elbe-Trave-Kanals, wo bei 17 m Kammerweite das Betonbett nur eine Dicke von 0,4 m erhielt, unter Anwendung eines nahe an der Oberfläche eingelegten Drahtgitters von 33 mm Maschenweite und 8 mm Drahtstärke. Bei durchlässigem Untergrund wurde hier zur Vermeidung von Wasserdruck von unten, bei Entleerung der Kammer, die unter dem Betonbett eingebrachte Sandschüttung mit einem Drainagessystem versehen, welches in die Kammer ausmündet (vergl. Taf. 5, Fig. 4—4 c).

Taf. 2, Fig. 3—3 a. Schleuse bei Hohensaathen mit Kammerboden aus abgepflastertem Thonschlag und steinernen Wänden auf Pfahlrost, während der Boden der Häupter aus Mauerwerk auf Pfahlrost besteht. Die Innenflächen der Wände sind hier vertikal (ZfB. 1862, Bl. 51).

Taf. 2, Fig. 4—4 b. Kaiserschleuse der Hafenerweiterung zu Bremerhaven. Da der Untergrund hier bis zu ungefähr 7 m Tiefe unter der Sohle der Kammer aus weichem, undurchlässigem Klai und dann aus tragfähigem Sand besteht, so wurden nur die beiden Häupter entsprechend Fig. 4 a auf einem bis zum tragfähigen Boden und über die ganze Breite des Bauwerkes reichenden Bett von Trassbeton gegründet, während bei der Kammer für die Sohle der natürliche Klaiboden beibelassen wurde und die steinernen Wände auf Pfahlrost gegründet wurden (Fig. 4 b). Die hier angewendete Bauweise der Wände zeichnet sich dadurch aus, dass zur Sparung an Mauerwerk der Pfahlrost bis zu ungef. 5 m Höhe über der Kammersohle hoch geführt ist und dass dabei nur Schrägpfähle zur Anwendung kamen, welche in je vier Reihen nach vor- und nach rückwärtz geneigt sind. Für den Abschluss der Hinterfüllung dient eine vorgelegte Spundwand. Die Mauern bestehen aus Beton mit Ziegelmauerwerks-Verblendung und Einfassung der Kanten mit Werksteinen aus Granit. Die Wandflächen sind mit aufrechstehenden und wagrechten Reibhölzern belegt.

Für die Abmessungen dieser in neuester Zeit ausgeführten grossartigen Schleusenanlage wurden die früher angeführten Schiffsabmessungen zu Grunde gelegt, demnach eine Durchfahrtsweite von 28,0 m, eine Kammerlänge von 200 m und eine Drempeltiefe von 10,56 m unter gewöhnlichem Hochwasser angenommen wurde. Die mit 45,0 m angenommene Kammerbreite soll die gleichzeitige Aufnahme zweier gewöhnlicher Schiffe ermöglichen (ZfAuI. 1900).

» » Fig. 5—5 a. Schleuse im Weichselhafen zu Brahemünde. Der Kammerboden besteht hier zum Teil aus natürlichem Erdboden mit Pflasterung auf Faschinenbett, während der übrige Teil nebst den Häuptern und den steinernen Wänden auf Betonbettung zwischen Spundwänden gegründet ist. Die Wandfläche ist gebrochen, in der oberen Hälfte vertikal und in der unteren nach vorne geneigt (ZfB. 1888, Bl. 35, 36).

» » Fig. 6—6 a. Schleuse mit vollständig hölzernem Boden und steinernen Wänden auf gemeinsamen Pfahlrost (Landwehr-Kanal, bei Berlin). Drempel und Abfallboden bestehen hier aus Holz und ist der ganze Schleusenkörper mit Spundwänden umschlossen, nebst drei und zwei Querspundwänden unter bezw. dem Ober- und Unterthor (ZfB. 1852, Bl. 75—1862, Bl. 13).

» » Fig. 7. Schleuse gleicher Art wie die vorige, jedoch mit gemauertem Thorkammer- und Abfallboden auf Pfahlrost (Finow-Kanal). Diese Anordnung hat gegenüber der vorigen den Vorteil grösserer Einfachheit (ZfB. 1854, Bl. 47—1886, Bl. 29).

Als Beispiel einer Schleuse mit unmittelbarer Mauerung als Fundament der Häupter (Bruchsteinmauerwerk), siehe Taf. 3, Fig. 6—6 b.

» » Fig. 8—11. Beispiele von Schleusen, gegründet auf Betonbettungen, wobei je nach dem Wasserandrang entweder keine Spundwände zur Anwendung kamen, wie in Fig. 8—8 a. (Rhein-Marne-Kanal, AB. 1871, Bl. 18), oder eine einfache Spundwandumschliessung, wie in Fig. 9—9 b (Main-Kanalisierung ZfB. 1888, Bl. 15), oder eine Spundwandumschliessung mit Beton-Fangedamm (Fig. 10 & 11, bezw. Spoy-Kanal, ZfB. 1881, Bl. 58 und Weserschleuse zu Hameln, HZ. 1873).

» » Fig. 12. Schleuse des Nord-Ostsee-Kanals zu Holtenau. Die zwei Doppelschleusen mit welchen dieser Kanal zu Holtenau am östlichen und zu Brunsbüttel am westlichen Ende versehen ist, sind auf Betonschüttungen von 2,5 m bis 3,5 m Dicke gegründet. In Holtenau ergaben die Bodenuntersuchungen sehr wasserhaltige starke Sandschichten, abwechselnd mit undurchlässigen, mit vielen Findlingen untermischten und vollkommen tragfähigen Mergelschichten. Nachdem ferner festgestellt worden ist, dass das Wasser dieser Schichten mit dem Meere nicht in unmittelbarer Verbindung steht und zu befürchten war, dass bei Aushebung

der Baugrube bei gewöhnlicher Entleerung, diese Erdschichten durch den starken Wasserdruck möglicherweise aufgebrochen und gelockert worden wären, so wurde hier zur Trockenlegung der Baugrube ein besonderes Verfahren befolgt. Es wurden nämlich vorher auf der einen Seite der Schleuse zwei und auf der anderen ein gemauerter Brunnen *B* von 5 m äuss. Dmr. mittels Pressluft bis auf 22 m Tiefe abgeteuft und aus diesen das Wasser ausgepumpt. Nach etwa 1 ¼ Jahren ununterbrochenen Pumpens hatte sich der Wasserstand im Boden um ganze 15 m gesenkt, so dass die Baugrube fast vollkommen im Trockenen ausgehoben und der Beton zwischen Spundwänden im Trockenen eingebracht werden konnte.

In Brunsbüttel konnte dagegen der Wasserzufluss durch Pumpen nicht bewältigt werden, weshalb die Betonierung dort unter Wasser geschehen musste.

Zur Vermeidung von Brüchen im Betonbette durch ungleichförmige Setzungen wurden mit Rücksicht auf die grössere Belastung des Bodens unter den Seitenwänden, die Betonbettungen unter diesen und jene des Kammerbodens unabhängig von einander, unter Anwendung vom provisorischen Spundwänden *S* ausgeführt.

Der Beton bestand aus 5 Teilen Trassmörtel und 9 Teilen Granit-Steinschlag. Ersterer war zusammengesetzt aus 1 Teil Trass ⅔ Teilen fetten Kalk und 1 Teil Sand (TFF. 1895—ZfB. 1897, 1898).

Taf. 2, Fig. 13. Schleuse des Alexandra-Docks bei Hull, mit Gründung auf Betonschüttung und Bruchsteinmauerwerk (HZ. 1888, Bl. 24).

» » Fig. 14. Schleuse mit steinernem Boden auf Pfahlrost (Harburg) (HZ. 1860, Bl. 161).

» » Fig. 15. Schleuse mit Bruchstein- und Betonfundament auf Pfählen (Hafenschleuse zu Dünkirchen, GC. 1897 I. Bl. VI).

» » Fig. 16—16 c. Schleusenanlage bei Nussdorf (Wien, Einfahrt von der Donau in den Donaukanal), wobei die beiden Häupter auf Caissons gegründet sind, die Kammer dagegen auf Betonschüttung, unter Anwendung von Betonfangedämmen (ÖZ. 1897, Taf. XV. — Vergl. Gründung einer Schleuse in Antwerpen mittels Caissons ÖZ. 1886 Taf. XXXIII).

» » Fig. 17—17 a. Steinerne Wände mit Strebepfeilern (Kanal Jony-Metz, ZfB. 1874, Bl. B, Bl. 39—vergl. HZ. 1888, Bl. 24).

Taf. 3, Fig. 1—1 c. Schleuse des Saima-Kanals in Finnland. Von den 15 Schleusen dieses Kanals sind mit Ausnahme einer (jener von Lavola bei Wiborg, welche auf Pfählen und Betonschüttung gegründet ist) sämtliche unmittelbar auf Felsboden aufgebaut oder in Felsen eingesprengt. Dabei bildet der abgeglichene Felsen unmittelbar den Schleusenboden, mit Ausnahme der Drempel, welche aus Mauerwerk bestehen und mit einer eingesetzten Spundwand und Thonschlag am Fusse abgedichtet sind. Die Wände bestehen aus Granitblöcken und sind dort wo der angrenzende Boden aus thonhaltiger Erde besteht entsprechend Fig. 1 a mit Strebepfeilern verstärkt und entprechend Fig. 1 b durch Frostgräben vom Erdboden isoliert, während bei den in Felsen eingesprengten Schleusen das Querprofil der Kammer entsprechend Fig. 1 c angeordnet ist. An der Innenfläche sind die Kammerwände in der Höhen- und Längenrichtung konkav gekrümmt. Die hierdurch bedingte Erweiterung der Kammer nach der Mitte zu bezweckt die Erreichung eines grösseren Spielraumes für die Schwankungen der Schiffe, hat aber gegenüber geradlinigen Wänden ausser der schwereren Ausführung namentlich den Nachteil eines grösseren Wasserverbrauchs, bezw. einer längeren Füllungszeit. Es ist daher diese nach dem Muster älterer schwedischer Schleusen (Trollhätta-, Dalsland- und Hjelmarn-Kanäle) ausgeführte Anordnung gegenwärtig nicht mehr gebräuchlich (AB. 1889).

» » Fig. 2. Abdichtung der Drempel-Spundwand mittels Beton bei den letztgenannten schwedischen Schleusen auf Felsboden (ZfB. 1886, Bl. 13-15—IFF. 1888, Pl. 18).

Taf. 3, Fig. 3—3 c. In Felsboden eingesprengte Schleuse (Entwurf für den Umbau der Schleusen des Wenern-Kattegat-Kanals in Schweden, ausgearbeitet im Auftrage der schwed. Regierung 1897). Es wurden zwei Alternativen für 4,5 und 6 m Fahrtiefe entworfen. Sämmtliche Schleusen sollen in den Felsboden eingesprengt werden, so dass die Kammerwände entsprechend Fig. 3 b unmittelbar aus den abgeglichenen Felswänden bestehen, während jene der Häupter entsprechend Fig. 3 c eine Mauerverkleidung erhalten sollen. Der Boden soll bei der Kammer aus Felsen, bei den Häuptern aber aus Mauerwerk bestehen. Von den erforderlichen 6 Schleusen sollen vier ein Gefälle von je 8 m und zwei ein solches von 6 m erhalten, wodurch 16 Schleusen des älteren Kanals ersetzt werden sollen. Die Kammerwände sind als vertikale Ebenen projektiert worden, welche in Entfernungen von 4 m mit vertikalen Reibhölzern versehen sind, während die Häupter wagrechte Reibhölzer erhalten sollen. Zum Füllen der Kammer wurde nach amerikanischem Muster ein s. g. Grundlauf projektiert (Förhandlingar vid Nord. Teknikermötet i Stockholm 1897, S. 256).

Schleusen mit Felswänden kommen in Schweden mehrfach vor, z. B. im Trollhätta-Kanal.

Schleusen mit eisernem Boden und Wänden.

» » Fig. 4. Eiserne Schleuse wie selbe Ende des 18. Jahrhunderts durch Telford auf dem Ellesmere-Kanal in England zur Anwendung gekommen ist. Der Boden der 4,5 m weiten Schleuse besteht hier aus gusseisernen Platten von 1,5 m Breite und 4,5 m Länge, welche auf einem hölzernen Pfahlrost verlegt und mittels Rippen mit einander verschraubt sind, während die Wände ein eisernes Bohlwerk bilden, bestehend aus drei Reihen ebensolcher Platten, welche durch eiserne Zugstangen und hölzerne Streben mit einer dahinter befindlichen Pfahlreihe verankert sind. Die Thornischen und Wendenischen sowie die Dammfalze bestehen gleichfalls aus entsprechend geformten Gusseisenplatten und die Umläufe aus krummen Gusseisenröhren.

Nachdem aber diese sonst vollkommene Anordnung gegenüber hölzernen Schleusen zwar den Vortheil grosserer Dauerhaftigkeit der über Wasser befindlichen Teile, dem gegenüber aber den Nachtheil grösseren Anlagekosten und leichter Zerbrechlichkeit der Gusseisenplatten durch Stösse der Schiffe hat, so haben derartige Schleusen später keine weitere Anwendung gefunden.

Umläufe und Grundläufe.

Zum Füllen und Entleeren der Kammer werden ausser Thorschützen s. g. Umläufe und Grundläufe angewendet, d. i. Kanäle welche zur Verbindung der Kammer mit dem Ober- und Unterwasser bezw. in den Kammerwänden oder unter dem Schleusenboden verlegt sind. Dieselben sind mit Verschlüssen verschiedener Konstruktion versehen und erhalten an der Einlaufmündung zur Verhinderung des Eindringens schwimmender Gegenstände zweckmässig ein Schutzgitter vorgelegt.

Die Grösse der erforderlichen Querschnittsfläche der Umläufe und Grundläufe ist teils von der zur Füllung der Kammer bedingten Zeit, teils davon abhängig, dass dieselben behufs Besichtigung und event. Reparaturen wo möglich überall zugänglich sein sollen. Ist t die bedingte Zeit zum Füllen bezw. Leeren in Sekunden, F die Querschnittsfläche sämmtlicher vorhandenen Füllöffnungen

(event. auch Schützen), h das Gefälle, und A die Grundfläche der Kammer, so ist unter Berücksichtigung, dass die Ausströmungsgeschwindigkeit von $\mu\sqrt{2gh}$ bis zu Null abnimmt, als im Mittel $\frac{1}{2}\mu\sqrt{2gh}$ beträgt:

$$t \,.\, F \,.\, \tfrac{1}{2}\mu\sqrt{2gh} = A \,.\, h, \text{ daher}$$

$$t = \frac{A}{\mu F}\sqrt{\frac{2h}{g}}, \text{ oder}$$

$$F = \frac{A}{\mu t}\sqrt{\frac{2h}{g}},$$

worin der Widerstandskoefficient $\mu = 0{,}4$ bis $0{,}65$ angenommen werden kann, je nach der Beschaffenheit der Einlaufmündung und des Verschlusses, dem Rauheitsgrad der Wände, der Länge und den Richtungsänderungen des Kanals (vergl. ZfB. 1890, S. 34). Genauer kann die Berechnung nach den bei den »Wasserleitungen» (II. Teil) angegebenen Regeln stattfinden. Die Zeit zum Füllen pflegt man etwa 3 bis 5 Minuten, also $t = 180$ bis 300 anzunehmen.

Behufs Zugänglichkeit ist bei den Umläufen eine Weite von wenigstens 0,6 m und eine Höhe von etwa 0,6 bis 1,0 m erforderlich.

Umläufe.

Es giebt zweierlei Arten von Umläufen nämlich einfache Umläufe, welche aus einfachen, die Thore umgehenden Kanälen bestehen und Umläufe mit Stichkanälen, welche sich längs der ganzen Schleuse ziehen und mit der Kammer durch mehreren Abzweigungen, die s. g. Stichkanäle in Verbindung stehen. Beim Oberhaupt haben die einfachen Umläufe ihre Auslaufmündung entweder an den Seitenwänden der Kammer, oder in einem unter dem Thorboden und Drempel gelegenen, gemeinsamen Gewölbe welches im Fallboden in die Kammer ausmündet. Die Umläufe bestehen meistens aus gemauerten mit Cement verputzten Kanälen, seltener aus gusseisernen Röhren und erhalten entweder ein rechteckiges Querprofil mit segment- oder halbkreisförmigem Scheitelgewölbe, oder ein kreisförmiges Querprofil.

Behufs möglichster Minderung der Bewegungswiderstände sollen die Umläufe an den Brechpunkten mit möglichst grossem Halbmesser abgerundet und zur Minderung der Austrittgeschwindigkeit an der Ausflussmündung erweitert sein.

Einfache Umläufe.

Taf. 3, Fig. 5. Schleuse mit einfachen Umläufen bei der Main-Kanalisierung (ZfB. 1888, Bl. 15) (vergl. Taf. 2, Fig. 9).

Diese in den meisten Fällen gebräuchliche Anordnung hat den Nachteil, dass das in der Kammer befindliche Schiff von den Wasserstrahlen der Umläufe von der Seite getroffen wird, wodurch dasselbe leicht in Schwankungen gerät und gegen die Schleusenwände gestossen wird.

Taf. 3, Fig. 6—6 b. Neuere Schleuse in der oberen Oder bei Ohlau, mit Gewölbe unter dem Oberdrempel in welches die Umläufe ausmünden. Diese Anordnung hat zwar den Vorteil, dass das Schiff von dem in die Kammer eintretenden Wasserstrahl in der Längenrichtung getroffen wird und daher keinen Schwankungen unterliegt, wogegen es aber nach dem Unterthor hin getrieben wird, wenn man dies nicht durch Vertauen verhindert. Ein weiterer Nachteil dieser Anordnung besteht in dem verhältnismässig grossen Geschwindigkeitsverlust durch die scharfen Richtungsänderungen des durchströmenden Wassers.

Bei dieser Schleuse sind die beiden Häupter und die Kammerwände auf Bruchsteinmauerwerk gegründet, während die Kammersohle nur durch eine 0,43 m starke Schicht von Klinkermauerwerk befestigt ist. Die Umläufe bestehen aus gusseisernen Krümmlingen von 1,48 m Durchmesser und sind nebst den Umläufen auch Thorschützen vorgesehen (ZfB. 1900, Statistik der Bauwerke, S. 16).

» » Fig. 7—7 a. Wernsdorfer Schleuse im Oder-Spree-Kanal. Dies ist eine neuere Schleuse mit derselben Anordnung der Umläufe, wie im vorigen Beispiel, wobei aber am Oberhaupt das Gewölbe unter dem Drempel nach amerikanischem Muster durch Öffnungen im Thorboden mit dem Oberwasser in unmittelbarer Verbindung steht (ZfB. 1890, Bl. 57).

Umläufe mit Stichkanälen.

Der oben angeführte Übelstand der einfachen Umläufe, dass dabei das Schiff leicht in Schwankungen gerät, kann wesentlich gemindert werden, wenn die Umläufe längs der ganzen Kammer geführt und durch mehrere Stichkanäle, von kleinerem Querschnitt als der Umlauf, mit der Kammer in Verbindung gesetzt werden. Diese Stichkanäle haben ihre Auslaufmündung entweder unmittelbar über der Sohle der Kammer, oder sie sind in die Sohle selbst verlegt, so dass das Wasser aus denselben nach aufwärts entströmt. Hierdurch werden alle Bewegungen des Schiffes durch die ausströmenden Wasserstrahlen möglichst vermieden. Zur Mässigung der Ausströmungsgeschwindigkeit wird der Gesamtquerschnitt der Stichkanäle bis zu etwa 50 % grösser angenommen, als jener des Umlaufs.

Taf. 3, Fig. 8—8 a. Umläufe mit Stichkanälen bei den Schleusen des Schelde-Maas-Kanals (CBl. 1884, S. 13—Cl. 1887, S. 109 Taf. III—AdP. 1893, Pl. 17).

» » Fig. 9—9 a. Doppelschleuse des Kanals St. Denis, mit einseitigen Umläufen mit Stichkanälen, welche teilweise in die Kammersohle versenkt und längs derselben geführt sind. Es ist dies eine Schleuse mit doppelter Kammer (Doppelschleuse), in deren Mittelmauer sich drei Umläufe befinden, von welchen der obere, grössere, zur Speisung der unteren Haltung dient und durch Verbindung mit den unteren Umläufen jede der beiden Kammern unabhängig von einander bedienen kann. Von den unteren Umläufen steht der eine durch 13 und der andere durch 11 Stichkanäle mit bezw. der grösseren und kleineren Kammer in Verbindung, welche Stichkanäle sich abwechselnd bis zu 1 m vor, und 1 m über der Achse der Kammer erstrecken. Diese Stichkanäle bestehen aus 0,4 m in den Kammerboden versenkten Thonröhren von 0,5 m Durchmesser und 0,4 m weiter oberer Öffnung (ZfB. 1890, S. 255).

» » Fig. 10—10 c. Kammerschleusen in der oberen Oder (bei Konty, Januschkowitz, Krempa . .), welche nur auf einer Seite mit einem Umlauf von rechteckigem Querschnitt von 2,4 qm Querschnittsfläche versehen sind und von welchem 5 Stichkanäle ausgehen. Diese bestehen aus gusseisernen Röhren von elliptischem

Querschnitt, welche unter der Kammersohle bis zu 1,2 m Entfernung von der entgegengesetzten Wand geführt sind und nach oben eine schlitzförmige, nach dem Ende zu erweiterte Öffnung von 6,6 m Länge haben (ZfB. 1896, S. 361, Bl. 53—1900, Statist. der Bauten, S. 14—CBl. 1894, S. 1).

Grundläufe.

Die Grundläufe sind vom oberen Thorboden ausgehende, unter dem Kammerboden geführte und hinter dem unteren Thorboden ausmündende Kanäle, welche durch Öffnungen in der Sohle der Kammer mit dieser in Verbindung stehen. Dieselben haben gegenüber den Umläufen den Vorteil, dass dabei die Seitenmauern schwächer gehalten werden können, sowie dass das Füllen der Kammer infolge der grösseren Druckhöhe und der vertikalen Richtung der Wasserstrahlen schneller und ruhiger vor sich geht. Dagegen erfordern die Grundläufe eine stärkere Konstruktion des Kammerbodens und unterliegen der Gefahr des Unter- und Hinterspülens, sowie des Versandens. Dieselben sind nur in Amerika gebräuchlich und haben sich dort gut bewährt.

Taf. 4, Fig. 1—1 a. Schleuse mit zwei Grundläufen im St. Mary-Falls-Kanal in Amerika. Die Schleuse ist hier unmittelbar auf Felsboden gegründet, mit theilweiser Beton-Ausfüllung von 0,16 bis 0,6 m Stärke. Der Boden der Schleuse und der Grundläufe besteht aus einem Querschwellenbelag in gegenseitigen Abständen von 0,46 m und doppeltem Bohlenbelag, während die Seitenwände und die Scheidewand der beiden 2,44 m weiten und hohen Grundläufe aus über einander gelegten und fest verbolzten Langhölzern bestehen. Die Öffnungen *b* im Kammerboden (58 an der Zahl) sind in der Art gebildet, dass für jede derselben auf eine Breite von 0,61 und eine Länge von 1,37 m der Bohlenbelag fortgelassen ist. Alle Öffnungen zusammen haben eine Querschnittsfläche von 17,7 qm, während jene der Grundläufe 11,9 qm beträgt. Die Einlaufmündungen der Grundläufe liegen in einer Grundlaufgrube *a* und sind durch Klappschützen *c* geschlossen. Die Entleerung der Kammer geschieht durch eine besondere Grube *d* im unteren Thorboden. Es ist aber gegen ein Versanden der Umläufe besser, die Entleerung durch dieselben Öffnungen *b* im Kammerboden wie das Füllen gehen zu lassen, wie dies bei Taf. 3, Fig. 3—3 c in Vorschlag gekommen ist.

Verschlussvorrichtungen bei Umläufen und Grundläufen.

Die für den Verschluss der Umläufe und Grundläufe angewandten Verschlussvorrichtungen sollen dicht verschliessbar, leicht und schnell zu öffnen sein und dem Durchgang des Wassers möglichst wenig Hindernisse bereiten. Man benutzt zu dem Zwecke bei den Umläufen: Zugschützen, Drehschützen, Klappschützen und Ventile, nebst anderen, besonderen Vorrichtungen, bei den Grundläufen dagegen nur Klappschützen.

Die Bewegungsvorrichtungen dieser Verschlüsse sind meistens für den Handbetrieb eingerichtet und übereinstimmend mit denjenigen der Schützenwehre und der später besprochenen Thorschützen. Bei grösseren Schleusenanlagen sind

zu dem Zwecke aber auch mit Wasserdruck getriebene mechanische Vorrichtungen in Anwendung.

Zugschützen.

Die Zugschützen haben den Vorteil der Einfachheit und eines möglichst geringen Widerstandes für das Durchströmen des Wassers, erfordern aber einen grösseren Kraftaufwand und längere Zeit zum Öffnen, nebstdem sie in höherem Grade der Abnutzung ausgesetzt sind, als dies bei den anderen Verschlüssen der Fall ist. In konstruktiver Beziehung sind die Umlauf-Zugschützen übereinstimmend mit den Schützenwehren (I. Teil, S. 95). Dieselben werden aus Holz und aus Eisen, sowie je nach der Grösse des Überdruckes als Gleit- oder als Rollschützen ausgeführt. Hölzerne Schützen haben gegenüber eisernen — infolge des grösseren Auftriebes — den Vorteil eines geringeren zu hebenden Gewichtes.

Taf. 4, Fig. 2—2 b. Ältere Schleuse mit einfachen hölzernen Zugschützen *S* an den Umläufen (Sch.).

» » Fig. 3—3 d. Eiserne Rollschützen bei den Umläufen der Schleuse in Woltersdorf bei Erkner. Die Schütztafel besteht hier, bei 780 mm Weite und 850 mm Höhe der Öffnung, aus 10 mm starkem Blech, welches in vertikaler Richtung durch drei ⊔-Eisen verstärkt ist. Zur Erleichterung des Aufziehens dient ein Gegengewicht von 180 kg (CBl. 1893, S. 414—vergl. ZfB. 1901, Bl. 48, 50).

» » Fig. 4. Anordnung der Rollen bei den Umlauf-Schützen der Schleusen des Nord-Ostsee-Kanals. Diese Umläufe haben eine lichte Weite von 2,2 m und eine Höhe von 4,6 m. Die Schützen bestehen aus Bohlen von 140 mm Dicke und 250 mm Höhe, welche durch eingelegte Federn gespundet und durch vier durchgezogene Schraubenbolzen von 30 mm Dicke und Flacheisenlaschen mit einander verbunden sind. Die Rollen sind hier an den Seiten des Schützes, in je einem ⊔-Eisen-Rahmen angebracht, welcher von gleicher Beschaffenheit ist, wie bei den später besprochenen Schützen der Sperrthore dieser Schleusen, und zwar befinden sich hier auf jeder Seite mehrere Rollen, in gegenseitigen Entfernungen von 500 mm (vergl, Taf. 8, Fig. 5—5 d). Hierdurch ist es möglich, dass die Schützen nach beiden Seiten wirken können, was bei diesen Umläufen, welche von beiden Seiten Druck bekommen können, notwendig ist. Es sind daher diese Schützen auch mit beiderseitigen Dichtungsleisten versehen, welche aus einem im Winkel gebogenen und mittels einer Holzleiste abgesteiften Lederstreifen bestehen.

Drehschützen.

Bei diesen Schützen besteht die Schütztafel aus einer Klappe mit vertikaler Drehachse, welche gewöhnlich etwas excentrisch angeordnet ist, so dass sich die Breiten der beiden Flügel wie etwa 8 : 9 bis 8 : 10 verhalten, und durch den Überdruck des Wassers gegen den breiteren Flügel ein dichter Abschluss erzielt wird. Beim Öffnen muss dieser Überdruck durch Anbringen einer entsprechenden Kraft an der Drehachse (mittels Zahnradgetrieben) oder in anderer Weise überwunden werden. [1])

---

[1]) Hierbei ist zu beachten, dass beim Öffnen nebst den Reibungswiderständen zuerst der hydrostatische, dann aber, sobald das Wasser in Bewegung gerät, der grössere hydraulische Druck zu überwinden ist (vergl. ZfB. 1878, S. 374—1892, S. 385).

Die Schütztafel besteht hier gewöhnlich aus Blech und sitzt in einem hölzernen oder eisernen Anschlagrahmen.

Taf. 4, Fig. 5—5 e. Drehschütz bei den Schleusen der Main-Regulierung. Dasselbe ist behufs Reparaturen durch einen Einsteigeschacht *S* zugänglich, welcher durch in den Falzen *a* und *b* niedergeschobene Dammbalken abgesperrt und entleert werden kann (Fig. 5—5 a). Aus Fig. 5 b—5 c ist die Konstruktion der 1,3 m breiten und 2,3 m hohen Schütztafel und des gusseisernen Anschlagrahmens, und aus Fig. 5 d—5 e jene des Bewegungsmechanismus zu ersehen (ZfB. 1888, Bl. 15, 36—vergl. Taf. 3, Fig. 5).

» Fig. 6—6 a. Drehschütz (s. g. Fächerschütz) bei einer Schleuse im Hafen zu Dünkirchen. Die beiden Flügel des Schützes stehen hier winkelrecht zu einander, und zwar steht der schmälere *A* (von 3 m Breite) vor der Mündung des Umlaufs *U*, der andere *B* dagegen (von 4 m Breite) vor einer quadrantförmigen Nische *N*, in welche er hineingedreht werden kann. Dies wird infolge der grösseren Breite dieses Flügels immer geschehen, sobald das dahinter befindliche Wasser von der Nische durch den Kanal *C* ausweichen kann, was durch Aufziehen eines in demselben angebrachten kleinen Zugschützes *Z* ermöglicht wird. Entsprechend Fig. 6 a bestehen diese Fächerschützen aus einem mit Eckstreben abgesteiften eisernen Rahmen mit hölzerner Bohlenbekleidung. Bei ungenügendem Überdruck werden dieselben durch Kettenzüge in Bewegung gesetzt. Die Umläufe haben eine Weite von 2,7 m und eine Höhe von 3.3 m (GC. 1897 I., S. 85—Vergl. Taf. 2, Fig. 14).

Klappschützen.

Die Klappschützen sind Drehschützen mit horizontaler Drehachse. Auch hier wird behufs dichten Anschlusses die Achse gewöhnlich excentrisch angebracht und werden dabei hölzerne oder eiserne Anschlagrahmen angewendet. Die Bewegung geschieht mittels Schubstange oder mittels Ketten, welche an den Flügeln der Klappe angreifen. Die Bewegungsmechanismen sind meistens für den Handbetrieb eingerichtet und haben dann die gleichen Anordnungen wie sie später bei den gleichartigen Thorschützen besprochen werden. In neuerer Zeit sind hierfür auch Apparate mit Wasserdruckbetrieb zur Anwendung gekommen.

Taf. 4, Fig. 7. Klappschütz mit Schubstange und Druckhebel und mit hölzernem Anschlagrahmen, bei der neuen Stadtschleuse in Bromberg (im Trennungspfeiler). Die 1,2 m im Geviert messende Blechklappe ist hier vor der Auslaufmündung des Umlaufkanals angebracht, so dass der Druck von der linken Seite kommt. Die Excentricität der Achse wurde ungewöhnlich gross angenommen, nämlich 57 mm, um welches Mass ursprünglich der obere Flügel länger war als der untere. Da sich hierbei ein so starker hydraulischer Druck geltend machte, dass zum vollständigen Öffnen drei Mann erforderlich waren, so wurde nachträglich die Anschlagleiste *a* des unteren, kürzeren Flügels um 140 mm verlängert, welche Verlängerung bei geschlossener Klappe ohne Wirkung ist, bei beginnendem Öffnen aber einen das Öffnen befördernden Druck erhält. Dagegen wird durch diesen Ansatz das Schliessen der Klappe erschwert, wenn es während der Bewegung des Wassers stattfinden soll.

Dadurch dass die Schubstange hier am kürzeren Klappenflügel angreift, wird dieselbe beim Öffnen auf Zug in Anspruch genommen, was günstiger ist, als bei der sonst üblichen Anbringung am längeren Flügel (vergl. Fig. 9) wobei das Öffnen eine Beanspruchung auf Druck bezw. Knickung bedingt. Der Bewegungsmechanis-

mus besteht aus einem Winkelhebel mit Hebelarmen von 1,755 und 0,2 m Länge welcher zum vollständigen Öffnen um 180° gedreht wird (ZfB. 1890, S. 56, Bl. 14—vergl. ZfB. 1886, Bl. 30).

Taf. 4, Fig. 4. Klappschütz mit Kettenzügen und Kurbelbetrieb bei der neuen Stadtschleuse in Bromberg. Zur Vermeidung der vorgenannten Übelstände wurde bei derselben Schleuse, an der östlichen Seite des Unterhauptes ein Klappschütz ohne Excentricität angebracht, dessen Bewegung durch zwei am oberen und unteren Ende der Klappe angreifende Ketten K und K_1 geschieht. Diese sind über eine doppelte Leitrolle R und dann über eine mittels Kurbel gedrehte Kettentrommel geführt. Es wird daher durch Anziehen der unteren Kette die Klappe geöffnet und durch Anziehen der oberen geschlossen, was durch Drehen der Kurbel nach rechts oder nach links geschieht. Hierbei sind zum vollständigen Öffnen nur sechs Umdrehungen mit einem Kraftaufwand von 45 kg erforderlich, so dass dazu zwei Mann genügen.

Besonders zweckmässig ist bei dieser Schützenanlage die Anordnung, dass der gusseiserne Rahmen in dem die Klappe sitzt, nur lose niedergeschoben ist, so dass derselbe durch Einhängen eines Hakens in den Bügel B behufs Reparatur stets leicht emporgezogen werden kann (ZfB. 1890, S. 56, Bl. 14).

» » Fig. 9—9c. Klappschütz mit hydraulischem Betrieb am Unterhaupt der Wernsdorfer Schleuse im Oder-Spree-Kanal. Die Klappe sitzt hier in einem hölzernen Anschlagrahmen von 1100 mm lichter Weite und 1500 mm Höhe, und wird durch eine am oberen, längeren Flügel angreifende Schubstange S in Bewegung gesetzt, welche unter Vermittlung einer Geradführung A und einer Lenkerstange L mit dem Druckcylinder einer hydraulischen Presse P in Verbindung steht. Die Geradeführung besteht aus zwei am Mauerwerk befestigten Gleitschienen G, zwischen welchen sich ein Kreuzkopf K bewegt.

Um ein Anrosten bei längerem Nichtgebrauch in der winterlichen Schiffahrtsperre zu vermeiden, wird überall Eisen in Bronce geführt (ZfB. 1890, S. 390, Bl. 59).

Die Umläufe am Unterhaupt, wo diese Schützen angebracht sind, haben an der Einlaufmündung eine Weite und Höhe von 1,2 × 2,33 m und sind nach der Auslaufmündung zu auf 2,2 × 2,63 m erweitert.

Die zur Erhaltung des Presswassers benutzten Pumpen werden mittels kleiner Turbinen in Bewegung gesetzt, welche ihr Triebwasser durch besondere Kanäle in den Seitenmauern der Schleuse erhalten (vergl. Taf. 3, Fig. 7—7 a).

Eine ebensolche hydraulische Bewegungsvorrichtung ist beispielsweise bei den Zugschützen der Umläufe einer Hafenschleuse zu Havre zur Anwendung gekommen. Die Abmessungen jener Zugschützen betragen 2,02 × 2,21 m (AdP. 1889, I. Pl. 9).

Ventile.

Die Ventile kennzeichnen sich dadurch, dass dieselben zum Abschluss von Bodenöffnungen benutzt werden und durch Abheben von der Einlaufmündung geöffnet werden. Man unterscheidet folgende bei den Umläufen zur Anwendung gekommene Ventiltypen: Klappen-, Kegel-, Glocken- und Cylinderventile. Die Klappenventile sind einflügelige Klappen, welche auf einer Seite mittels Scharnier am Boden befestigt und auf der entgegengesetzten Seite mit einer Zugstange oder Kette angehoben werden, während die Kegelventile einen kegelförmigen Propfen und die Glockenventile eine über die Mündung gelegte Glocke bilden, welche mittels Zugstange parallel zu sich selbst gehoben werden. Nachdem bei diesen Ventilen zum Öffnen ein verhältnissmässig grosser Widerstand, näm-

lich das Gewicht des über denselben befindlichen Wasserpfeilers zu überwinden ist, so sind dieselben nicht gebräuchlich.

Die Cylinderventile (auch Cylinderschützen genannt) bestehen in der einfachsten Form aus einem die Kanalmündung umschliessenden und bis über die Wasserfläche reichenden Blechcylinder, welcher mittels Zugstange angehoben wird. Da hierbei keine weiteren Widerstände zu überwinden sind, als das Gewicht des Cylinders und auch dieses Gewicht durch Gegengewichte entlastet werden kann, so sind diese Ventile besonders zweckmässig und vielfach angewendet.

Taf. 4, Fig. 10—10 b. Cylinderventile bei der Bürgerwerder-Schleuse zu Breslau. Dieselben bestehen aus einem bis über den höchsten Wasserstand reichenden, unten und oben offenen Blechcylinder *C* von 6 mm Stärke, 1,0 m Durchmesser und 4,3 m Höhe, welcher mittels Zahnstange und Kurbel gehoben wird. Dessen Gewicht ist durch ein denselben umschliessendes hufeisenförmiges Gegengewicht *G* von 750 kg in der aus Fig. 10 ersichtlichen Weise entlastet, indem dasselbe an Ketten angehängt ist, welche über feste Rollen *R* zum Cylinder niedergeführt sind. Letzterer ist am unteren Ende mit einem angenieteteten gusseisernen Schuh versehen, dessen nach einer Kugelzone abgedrehter Wulst im konoidisch erweiterten gusseisernen Einlauftrichter des Umlaufs sitzt. Der Cylinder bewegt sich zwischen den in Fig. 10 ersichtlichen seitlichen Führungen. Das Öffnen geschieht durch einen einzigen Arbeiter in 5 Sekunden (ZfB. 1880, Bl. 38, 39—1886, Bl. 30—1889, Bl. 66).

Taf. 5, Fig. 1—1 a. Französisches Cylinderventil, wobei der gusseiserne Schuh konisch abgedreht ist und entsprechend Fig. 1 a nach Art eines Kegelventils im konischen Einlauftrichter sitzt. Die Führung des Cylinders geschieht hier durch einen in der Achse desselben am unteren Ende angebrachten Zapfen, welcher in eine Nabe am Einlauftrichter eingreift. Das Gegengewicht befindet sich im Inneren des Cylinders, wodurch eine kleinere Nischenweite erforderlich ist, als bei äusserem Gegengewicht (AdP. 1886 II, Pl. 31, 33—1893, Pl. 14—NA. 1883, Pl. 31, 32—TFF. 1895).

Nachdem bei diesen Ventilen der Cylinder nur soweit gehoben zu werden braucht, als für den freien Einlauf des Wassers erforderlich ist, so kann dieser freie Einlauf auch dadurch erreicht werden, dass nur der untere Teil des Cylinders in der Weise beweglich gemacht wird, dass er in den oberen festen Teil teleskopartig emporgezogen werden kann. Hierdurch wird der Vorteil erreicht, dass nur ein geringes Gewicht gehoben zu werden braucht. Der feste Teil des Cylinders braucht aber dann auch nicht auf die ganze Länge einen so grossen Durchmesser zu haben wie der untere, sondern nur auf eine so grosse Höhe, als für das Einschieben des beweglichen Teils erforderlich ist, während der übrige Teil nur aus einer Röhre von so grossem Durchmesser bestehen kann, als für die Zugstange erforderlich ist.

Die folgenden zwei Beispiele zeigen Anordnungen dieser Art.

Taf. 5, Fig. 2—2 a. Cylinder bei der Schachtschleuse von La Villette im Kanal St. Denis. Hier ist von dem gesamten 7,58 m hohen Cylinder nur der Teil *AB* von 0,51 m Höhe beweglich, so das derselbe in den ebenso hohen Teil *BC* des festen Cylinders emporgezogen werden kann. Während diese zwei Teile

aus Gusseisen bestehen, ist die Verlängerung nach oben ein Blechcylinder von 1,764 m Weite. Der feste Teil wird durch drei äussere Stützen, wie selbe aus dem folgenden Beispiel zu ersehen sind, getragen. Der Anschluss des Cylinders an die Einlaufmündung geschieht entsprechend Fig. 2 a unter Anwendung eines dichtenden Kautschukringes. Die hierbei angewendete scharfe Begrenzung der Einlaufmündung hat gegenüber der trichterförmigen den Nachteil, dass der einströmende Wasserstrahl eine starke Kontraktion, somit das Füllen der Kammer eine dem entsprechende Verzögerung erleidet.

Nachdem in diesem Fall die Ventile bei Umläufen in Anwendung sind, welche mit s. g. Sparbehältern in Verbindung stehen und dadurch zeitweise äusseren, zeitweise inneren Wasserdruck erhalten (vergl. Taf. 12, Fig. 4), so ist der bewegliche Teil am oberen Ende entsprechend Fig. 2 a sowohl mit einem äusseren als auch mit einem inneren ledernen Liederungsring versehen (ZfB. 1890—TFF. 1895).

Taf. 5, Fig. 3—3 c. Cylinderventil bei den Schleusen des französ. Canal du Centre. Der über dem Spielraum des beweglichen Teils befindliche Teil der Anlage besteht aus einem Deckel von 15 m Dicke und einer Röhre *r* von 150 mm Weite und 18 mm Wanddicke für die röhrenförmige Zugstange *s*, während der bewegliche Cylinderteil einen lichten Durchmesser von 1410 mm und 467 mm Höhe hat. Von den drei Stützen *c*, welche den festen Cylinder tragen, ist in Fig. 3 b die eine sichtbar (ZfB. 1890, Bl. 48—ÖZ. 1891, Taf. III—TFF. 1895).

Besondere Verschlussvorrichtungen bei Umläufen.

Unter den besonderen Verschlussvorrichtungen mag der später besprochene Umlaufapparat von Caligny, und die Hebervorrichtung von Hotopp genannt werden. Die letztere, in neuester Zeit zur Anwendung gekommene Vorrichtung besteht darin, dass die durchgehenden Umläufe mit Stichkanälen in die Kammer einmünden und an den Enden mittels Hebern geschlossen sind, welche behufs Füllung und Entleerung der Kammer durch den Wasserdruck selbstthätig in Gang gesetzt werden. Hierdurch wird gegenüber Schützen und Ventilen der Vorteil der grösseren Einfachheit des Verschlusses selbst erreicht, indem dabei keine dem Verschleiss und dem Versagen ausgesetzten Teile vorkommen, sowie der Vorteil der vollkommenen Dichtigkeit, der rascheren Funktion und der grösseren Einfachheit in der Bedienung.

Taf. 5, Fig. 4—4 c. Schleuse in Krummesse am Elbe-Trave-Kanal mit Umläufen von Hotopp. Die Schleuse hat beiderseitige Umläufe von viereckigem Querschnitt mit 1,76 m Querschnittsfläche, welche mit der Kammer durch je 8 Stichkanäle in Verbindung stehen. An den Enden sind die Umlaufkanäle im vertikalen Sinne heberartig gekrümmt, so dass die Kanalsohle in der Höhe des Oberwassers einen Überfallrücken bildet (Fig. 4 a). Diese Heber bestehen aus Blechröhren von 8 bis 12 mm Stärke, welche behufs besseren Widerstandes gegen die Einwirkung von Luft und Wasser mit Cementputz von 1 : 2 und 25 mm Dicke bekleidet sind. Im Übrigen bestehen die Umlaufkanäle aus Beton mit ebensolchem Putz wie die Heberröhren. Von diesen Hebern dienen die am Oberhaupte zum Füllen und jene am Unterhaupte zum Entleeren der Kammer. Zu dem Zwecke befindet sich am Unterhaupte eine Saugglocke in Form eines liegenden Blechcylinders *c* (Fig. 4, 4 c) dessen obere Kante in der Höhe des Oberwassers liegt und welcher durch Rohrleitungen mit dem Oberwasser und dem Unterwasser, sowie mit den Hebern unabhängig von einander in Verbindung gesetzt werden kann. Soll nämlich die

Kammer gefüllt werden, so wird zuerst die Glocke unter Auslassung der Luft vom Oberwasser aus gefüllt, worauf dieser Zufluss abgesperrt und das Ablaufrohr der Glocke nach dem Unterwasser zu geöffnet wird. Hierdurch entsteht im oberen Teil der Glocke und dem oberhalb gelegenen Rohrsystem ein Vacuum, bezw. ein starkes Saugen. Werden nun die Hähne zu den Hebern am Oberhaupt geöffnet, so werden diese durch Aussaugen der Luft in Wirksamkeit gesetzt und die Kammer mit Wasser gefüllt. Behufs Entleerung der Kammer wird in gleicher Weise die Saugglocke mit den Hebern am Unterhaupt in Verbindung gesetzt.

Alle Rohrleitungen gehen durch ein in der Nähe befindliches Steuerhaus, von wo aus sowohl diese Einrichtung als auch die Bewegung der Thore gehandhabt wird.

Diese Schleuse, wie auch alle übrigen Schleusen des Elbe-Trave-Kanals, hat eine Länge von 80 m eine Breite in der Einfahrt von 12 m und in der Kammer von 17 m (zur gleichzeitigen Aufnahme von zwei Schiffen) bei einer Wassertiefe von 2,5 m. Der Schleusenkörper besteht aus Beton von 1 Cement: 7 Schotter, mit Klinkerverblendung von 25 cm Dicke an den Aussenseiten und Einfassung aller Kanten mit Granitquadern. Für den Kammerboden, die Umläufe und die Mauerkronen erhielt der Beton eine Zusammensetzung von 1 Cement: 2 Sand: 3 Steinschlag. Der Boden ist nach der Monier-Bauweise ausgeführt und besteht aus einer Betonschicht von 0,4 m Dicke in welche nahe an der Oberfläche ein Drahtgitter von 8 mm Stärke und 33 mm Maschenweite eingelegt ist. Dort wo der Erdboden nicht aus wasserdichtem Thon besteht, erhielt das Betonbett eine Unterlage von 0,4 m Sandschüttung, welche mit einem, mit der Kammer in Verbindung stehenden Drainagesystem versehen ist, um bei Entleerung der Kammer ein Aufbrechen des Betonbodens durch den Wasserdruck zu vermeiden (ÖZ. 1900, N:o 39—Tkn. 1900, N:o 218, 236).

d. Die Thore.

Die Thore der Schleusen sollen folgenden allgemeinen Bedingungen entsprechen: Dieselben sollen die nötige Stabilität gegen den Wasserdruck gewähren, möglichst dicht, leicht beweglich, dauerhaft und möglichst billig in der Anlage und Unterhaltung sein. Man unterscheidet dem Materiale nach: Thore aus Holz, aus Eisen und Holz, sowie aus Eisen allein. Hölzerne Thore werden hauptsächlich bei kleineren Schleusen mit geringerem Verkehr, verhältnissmässig kleinen Anschaffungskosten des Holzes, billigen Arbeitskosten für Holzarbeiten, leicht vorzunehmenden Reparaturen, sowie dort benutzt, wo das Holz nicht der Zerstörung durch den Bohrwurm ausgesetzt ist. In konstruktiver Beziehung unterscheidet man: Einflügelige Drehthore, Stemmthore, Fächerthore, Klappthore, Schiebethore, Drehpontons und freischwimmende Pontons (Thorschiffe).

Die Thore werden ferner mit oder ohne Schützen angewendet, ersteres eventuell nebst Umläufen.

Einflügelige Drehthore und Stemmthore.

Die einflügeligen Drehthore bestehen aus einem einzigen Thorflügel, welcher nach Art der gewöhnlichen einflügeligen Thüren um eine vertikale Dreh-

achse beweglich ist, und sich von der einen Wand der Schleuse zur anderen erstreckt, so dass sich an einem Ende die als Drehachse dienende Wendesäule A (Textfig. 1) und am anderen Ende die Schlagsäule B befindet. Die Stemmthore dagegen bestehen aus zwei solchen in einem stumpfen Winkel gegen einander sich stemmenden Flügeln AB und BA_1 (Textfig. 2). Dabei ist der gegenseitige Neigungswinkel der beiden Flügel durch den s. g. Drempelvorsprung v bestimmt, welcher gewöhnlich zwischen etwa $\frac{1}{6}$ und $\frac{1}{8}$ der lichten Weite d beträgt.

Fig. 1.

Fig. 2.

Nachdem die Flügel in beiden Fällen von gleichartiger Konstruktion sind, sollen diese zwei Thorarten hier gemeinsam behandelt werden. Dieselben bestehen nämlich aus einem äusseren Rahmen mit der Wendesäule, Schlagsäule und zwei dieselben verbindenden horizontalen Rahmenstücken D und E (oberes und unteres, Textfig. 3—3 a), von welchen letzteres gegen den Drempel anliegt, einer Anzahl weiterer horizontaler Verbindungsbalken zwischen den beiden Säulen, s. g. Riegel R, oder einer Anzahl vertikaler Ständer S zwischen den Rahmenstücken (Textfig. 6 a) und einer über dieses Gerippe ausgelegten Bekleidung (Thorhaut) C.

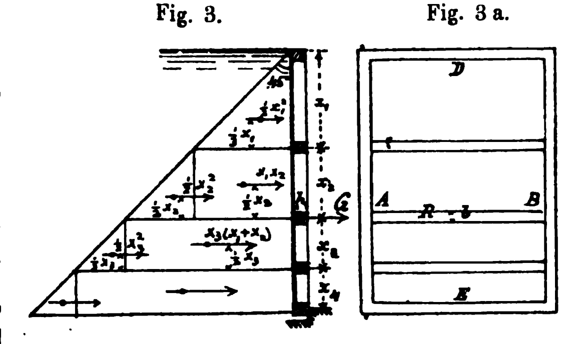


Fig. 3. Fig. 3 a.

Die einflügeligen Drehthore haben gegenüber den Stemmthoren den Vorteil des Fortfallens des Stemmdruckes, grösserer Einfachheit in der Ausführung und Handhabung (Fortfall einer Wendesäule, als des schwerst ausgeführten Teiles, einfachere Drempelkonstruktion, Handhabung des ganzen Thores nur von einer Seite), sowie den Vorteil besserer Dichtigkeit, dagegen den Nachteil, dass sie infolge der grösseren Breite stärkere Dimensionen der Riegel erfordern, und dem Versacken (senken des freien Endes) mehr ausgesetzt sind, sowie dass sie durch den erforderlichen grösseren Schwungraum, eine grössere Länge des Schleusenkörpers erfordern. Durch den letzteren Umstand ist bei den einflügeligen Drehthoren auch ein verhältnismässig grösserer Wasserbrauch bedingt. Aus diesen Gründen sowie wegen der Schwierigkeit, die für die Riegel oft erforderlichen stärkeren Hölzer zu erhalten, sind einflügelige Drehthore aus Holz nur bei kleineren Weiten angezeigt, wie sie früher stellenweise üblich waren. In neuerer Zeit sind aber, namentlich in Frankreich einflügelige Drehthore auch bei grösseren Weiten vielfach zur An-

wendung gekommen, jedoch unter Benutzung von Walzeisen für das Thorgerippe. In Deutschland sind einflügelige Drehthore nicht üblich.

Berechnung der Thore.

Während die Wende- und Schlagsäulen sowie das untere Rahmenstück der ganzen Länge nach gestützt sind, bilden die Riegel und das obere Rahmenstück an den Enden unterstützte einfache Träger, welche den Wasserdruck an die beiden Säulen zu übertragen haben.

Der von einem Riegel R aufzunehmende Wasserdruck G bildet eine gleichmässig verteilte Belastung, welche entsprechend Textfig. 3 bestimmt werden kann. Es ergiebt sich daher bei Annahme der Bekleidung als einfache Träger zwischen den Riegeln, für die Länge l und die gegenseitigen Abstände x_1, x_2, x_3 .. der Riegel, für Meter und Kilogramm:

$$G = 1000 \left\{ \tfrac{1}{2} \left[x_1 x_2 + x_3 (x_1 + x_2) \right] + \tfrac{1}{3} x_2^2 + \tfrac{1}{6} x_3^2 \right\} l.$$

Die Abstände x_1, x_2, x_3 .. werden entweder gleich gross, oder von oben nach unten abnehmend, im umgekehrten Verhältnis zur Zunahme des Wasserdruckes angenommen, so dass auf jeden Riegel die gleiche Belastung entfällt und dieselben den gleichen Querschnitt erhalten können. Da eine unmittelbare Berechnung der Abstände auf Grund dieser Bedingung zu komplicierten Formeln leitet, ist es einfacher, dieselben unter Berücksichtigung der in Textfig. 3 angedeuteten Verteilung der Gesamtbelastung auf das Thor, versuchsweise zu ermitteln.

Riegel bei einflügeligen Drehthoren.

Da hier die Riegel nur auf Biegung beansprucht werden, so ist bei einer zulässigen Inanspruchnahme des Materials k das erforderliche Widerstandsmoment für den Querschnitt in der Mitte des Riegels (Texfig. 1):

$$W = \frac{Gl}{8k}.$$

Daher bei hölzernen Riegeln von der Querschnittsbreite h und der Höhe b (in bezw. horizontaler und vertikaler Richtung):

$$\tfrac{1}{6}\, bh^2 = \frac{Gl}{8k},$$

$$b = \tfrac{3}{4} \frac{Gl}{kh^2}, \quad h = \tfrac{1}{2} \sqrt{\frac{3Gl}{kb}}.$$

Riegel bei Stemmthoren.

Hier werden die Riegel sowohl auf Biegung wie im vorigen Fall, als auch durch das Anstemmen der beiden Thorflügel gegen einander, auf Druck in

axialer Richtung beansprucht. Dieser Stemmdruck ist entsprechend Textfig. 2:

$$P = \frac{G}{2} \operatorname{cotg} \alpha.$$

Es ist daher bei einem geradlinigen Riegel von der Querschnittsfläche F und dem Widerstandsmoment W, für ein Biegungsmoment M die grösste Inanspruchnahme des Materials:

$$\sigma = \frac{P}{F} + \frac{M}{W} = \frac{P}{F} + \frac{Gl}{8W} \leqq k,$$

wenn k wieder die zulässige Inanspruchnahme bezeichnet.

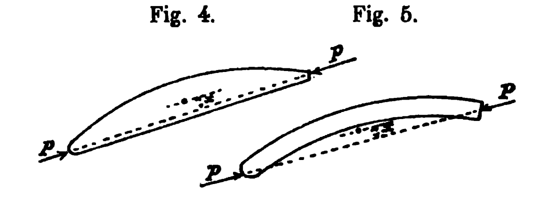
Daher bei geradlinigen hölzernen Riegeln von der Querschnittsbreite h und der Höhe b:

$$k = \frac{P}{bh} + \frac{6Gl}{8bh^2},$$

$$b = \frac{1}{kh}\left(P + \frac{3Gl}{4h}\right).$$

Bei einseitig- und beiderseitig gekrümmten Thorflügeln (Textfig. 4 und 5) und bei solchen von trapezförmiger Grundrissform wird von der Axialkraft P ausser der Druckwirkung auch noch ein Biegungsmoment $P \cdot x$ ausgeübt, welches jenem des Wasserdruckes entgegengesetzt ist. Ist daher x der Abstand der Kraftlinie vom Schwerpunkt O des Flügels, so hat man für diese Fälle in obiger Formel $M - Px$ statt M zu setzen.

Fig. 4. Fig. 5.



Ständer.

Bei Thorflügeln von grösserer Breite, im Verhältnis zur Höhe, kann es für den Materialverbrauch zweckmässiger sein, statt horizontaler Riegel, vertikale Ständer zwischen dem oberen und dem unteren Rahmenstück anzuwenden. Diese Anordnung ist namentlich bei den später besprochenen Klappthoren gebräuchlich.

Für den Querschnitt der Ständer ergiebt sich für ein Biegungsmoment M das erforderliche Widerstandsmoment aus:

$$W = \frac{M}{k}.$$

Fig. 6. Fig. 6 a.

Bei einer Länge l und einem gegenseitigen Abstand e der Ständer (Textfig. 6—6 a) ist für einen beliebigen Wasserstand der gesamte Wasserdruck gegen einen Ständer:

$$G = 1000\,\tfrac{1}{2}\,(l-a)^2 \,.\, e$$

und das Biegungsmoment im Abstande x vom oberen Ende:

$$M = G\,\frac{l-a}{3l}\,x - G\,\frac{(x-a)^3}{3(l-a)^2}, \text{ daher:}$$

$$\frac{dM}{dx} = G\,\frac{l-a}{3l} - G\,\frac{(x-a)^2}{(l-a)^2} = 0, \text{ woraus:}$$

$$x = a + \sqrt{\frac{(l-a)^2}{3l}}, \text{ und}$$

$$\max M = G\,\frac{l-a}{3l}\left(a + \tfrac{2}{3}\sqrt{\frac{(l-a)^3}{3l}}\right).$$

Für $a = 0$ wird daher:

$$\max M = \tfrac{2}{9}\,Gl\,\sqrt{\tfrac{1}{3}}.$$

Einflügelige Drehthore und Stemmthore aus Holz.

Gerippe und Bekleidung.

Bei diesen Thoren besteht die Wendesäule für den Anschluss an die Wendenische und die Aufnahme des Stemmdruckes P, meistens aus einem halbcylindrisch abgerundeten Balken. Behufs wasserdichten Anpassens ist es bei Steinernen Wänden erforderlich, dass die Wendenische entweder aus Hausteinen besteht und der ganzen Länge nach ausgeschliffen ist, oder es erhält dieselbe eine Bekleidung aus Gussstahlplatten.

Man hat aber in neuerer Zeit die Wendesäulen auch viereckig ausgeführt und für die Aufnahme des Stemmdruckes in der Wendenische nur einzelne Stützwinkel aus Gusseisen oder Gussstahl in Anwendung gebracht, welche an der Wendesäule befestigt sind und sich gegen die steinerne oder stählerne Wendenische, oder nur gegen in derselben befestigte kleinere Stützplatten stemmen. Dabei lehnt sich die Wendesäule bei geschlossenem Thor mit der Seitenfläche gegen die Kante der Wendenische und bewirkt dadurch den dichten Abschluss des Wassers. Diese Anordnung hat gegenüber der halbcylindrischen Wendesäule den Vorteil der grösseren Einfachheit, des leichteren Einpassens des Thores und kleinerer Querschnittsdimensionen der Wendesäulen, welche in so starken Dimensionen, wie sie sonst erforderlich, meistens schwer erhältlich sind.

Die horizontalen Rahmenstücke und Riegel bestehen gewöhnlich aus einfachen geraden Balken von konstantem Querschnitt, doch sind bei grösserer Flügelbreite auch Riegel zur Anwendung gekommen, bestehend aus einfachen und zusammengesetzten massiven Balken, welche nach der Mitte zu an Dicke zuneh-

men, sowie aus armierten Balken. Die Bekleidung des Thorrahmens besteht aus einem durch Kalfaterung gedichteten Bohlenbelag (Bebohlung) von etwa 5 bis 8 cm Stärke, welcher in vertikaler oder schiefer Richtung angelegt ist.

Taf. 5, Fig. 5—5 a. Beispiel eines älteren einflügeligen Drehthores mit vertikaler Bebohlung (Canal St. Denis) (NA. 1883, Pl. 31-32,—ZfB. 1894, S. 571).

» » Fig. 6—6 c. Flügel eines Stemmthores der Schleuse bei Papenburg. Die linke Hälfte von Fig. 6 von der Unterwasserseite, und die rechte Hälfte von der Oberwasserseite aus gesehen (vergl. Taf. 1, Fig. 9—9 a).

Die Wendesäule ist halbcylindrisch abgerundet. Die Riegel haben hier gleichen gegenseitigen Abstand, sind geradlinig und mit der Wende- und Schlagsäule mittels Zapfen und eisernen Bändern befestigt (Fig. 6 b). Zur Vermeidung des Abspaltens sind die Zapfen etwas keilförmig. Die Bänder gehen auf der Seite der Wendesäule um dieselbe herum, während sie bei der Schlagsäule aus beiderseitigen T-förmigen Krückeisen bestehen. Dieselben sind mit Schrauben befestigt und so in das Holz eingelassen, dass sie mit demselben bündig liegen. Die Enden dieser Bänder werden zweckmässig zu ins Holz eingreifenden Nasen rechtwinklig abgebogen. Statt eiserner Bänder sind zu gleichem Zwecke auch gusseiserne Eckkonsolen zur Anwendung gekommen (vergl. Taf. 6, Fig. 8).

Zu dem Gerippe gehört auch noch die gegen das Versacken des Thores wirkende vom unteren Ende der Schlagsäule aus gehende diagonale Strebe S. Bei diesem Thore ist zu dem Zwecke in der Ecke zwischen Wendesäule und oberem Rahmenstück noch eine zweite Strebe S_1 angebracht. Zu gleichem Zwecke dient auch die in der Richtung der anderen Diagonale zu beiden Seiten angebrachte, doppelte eiserne Zugstange Z (Zugbänder), welche meistens durch an den Enden angebrachte Schraubenmuttern, oder dazwischen befindliche Schrauben- oder Keilschlösser gespannt werden können. Dieselben werden gegen ein zufälliges Verbiegen durch Anstossen der Schiffe durch kleine Krampen an der Thorwand festgehalten.

Die Strebe wird mit den Riegeln meistens so überschnitten, dass aus beiden gleich viel ausgeschnitten wird, wobei die Strebe zugleich einen Versatz erhält.

Die Schlagsäule ist, wie immer bei Stemmthoren, zur Vermeidung des Absprengens der Kante auf ungefähr $^1/_4$ der Dicke abgeschrägt.

Die Bebohlung ist hier, wie gewöhnlich bei hölzernen Thoren, schief, parallel zur Strebe angelegt, so dass diese einen Teil der Bebohlung ersetzt. Diese Lage der Bohlen hat gegenüber der vertikalen den Vorteil, dass die Bohlen gleichfalls gegen das Versacken des Thores wirken. Die Bebohlung wird mit den Aussenflächen des Thorrahmens bündig ausgeführt. Die Befestigung der Bohlen geschieht mittels Nägeln oder mittels Holzschrauben. Sie sind mit halber Spundung (Gradspundung) versehen, wobei auf der Oberwasserseite die Fugen behufs Kalfaterung etwas erweitert sind (Fig. 6 c). Um beim Trocknen des Thores das Herausfallen des Dichtungswergs zu verhindern, sollen diese Fugen nach rückwärtz schwalbenschwanzförmig erweitert sein.

Für den Übergang der Bedienungsmannschaft von der einen Seite der Schleuse zur anderen sind die Thore oben mit einer schmalen Laufbrücke versehen (HZ. 1886, Bl. 349—ZfB. 1867, Bl. 63).

» » Fig. 7—7 a. Stemmthor der Schleusen der Main-Kanalisierung. Die Riegel haben hier nach unten abnehmende gegenseitige Abstände und nach der Mitte zunehmende Dicke. Hierdurch können auch die Wende- und Schlagsäule schwächer gehalten werden, als es bei Riegeln mit konstantem Querschnitt der Fall wäre (ZfB. 1888, Bl. 15).

» » Fig. 8—8 c. Viereckige Wendesäule mit eisernen Stützwinkeln S und Wendenische aus Gussstahlplatten (Charlottenburger Schleuse, Oder-Spree-

Kanal). Die Stahlplatten sind an den aufgehenden Dichtungsflächen auf eine Breite von 65 mm gehobelt und entsprechend Fig. 8 c in zwei Teilen auf einander gesetzt und verschraubt. Die Befestigung mit dem Mauerwerk ist durch eiserne Anker mit versenkten Muttern hergestellt (ZfB. 1890, S. 444).

Taf. 5, Fig. 9—12. Ältere grössere Stemmthore mit zusammengesetzten Riegeln bei französischen und englischen Hafenschleusen (Fig. 9: St. Nazaire — Fig. 10: Boulogne — Fig. 11: Great Grimsby Docks — Fig. 12: Alexandra-Dock, Hull) (NA. 1874, Pl. 57-58,—HZ. 1888, Bl. 24).

» » Fig. 13—13 a. Riegelthor bei den Schleusen des Bandak-Kanals in Norwegen. Diese nach amerikanischem Muster ausgeführten Stemmthore zeichnen sich durch Einfachheit und Billigkeit in der Herstellung aus, indem die Thorwand unter Fortlassung des äusseren Rahmens und der Bebohlung, nur aus einer dichten Reihe von über einander gelegten Riegeln besteht, welche von vier beiderseitigen vertikalen Leisten L eingefasst und mit diesen verschraubt sind. Mittels zweier der ganzen Höhe nach durchgezogener Schraubenbolzen S werden die Riegel dicht an einander geschlossen. Gegen das Versacken sind beiderseitige Zugbänder Z angebracht. Die Riegel nehmen von oben nach unten an Dicke allmählich zu (von 23,5 cm auf 31,4 cm).

Die bezüglichen Schleusen haben 3 bis 5 m Gefälle, 37 m Länge, 6,9 m Breite und 2,6 m Drempeltiefe und sind grösstenteils in Felsen eingesprengt (ZfB. 1900, S. 530, Bl. 53).

» » Fig. 14—14 a. Halbkeilförmige Spundung und Kalfaterung bei der Bebohlung der Berliner Stadtschleuse, wobei der etwa 2 cm dicke Wergstrang in der Spundung ganz eingeschlossen ist, so dass derselbe beim Zusammentrocknen der Bohlen nicht heraus fallen kann (CBl. 1888, S. 179—HZ. 1888).

Verbindung der Wendesäule mit dem Schleusenkörper.

Die Wendesäule sitzt mit dem unteren Ende auf dem am Schleusenboden befestigten Spurzapfen, während am oberen Ende der s. g. Halszapfen die Drehachse bildet. Zu dem Zwecke ist der Fuss der Wendesäule mit einem gusseisernen oder gussstählernen Schuh (Unterschuh) versehen, welcher die Spurpfanne enthält, während ein ebensolcher Schuh (Oberschuh) den Halszapfen trägt.

Taf. 6, Fig. 1—4. Anordnungen des Unterschuhes und des Spurzapfens. Es wird immer der Spurzapfen am Thorkammerboden und die Pfanne an der Wendesäule angebracht, was gegenüber der umgekehrten Anordnung den Vorteil hat, dass sich nicht Schlamm und Sand in der Pfanne ablagert, wodurch der Bewegungswiderstand des Thores und die Abnutzung von Zapfen und Pfanne erhöht würde.

Die Berührungsflächen von Zapfen und Pfanne sind entweder nach derselben Richtung gekrümmt (Fig. 1 & 2 bezw. Kanalisierung der Mosel, ZfB. 1874—französ. Schleuse, NA. 1875), oder sie haben entgegengesetzte Krümmung (Fig. 3 & 4 bezw. Papenburger Schleuse—Schleusen des Oder-Spree-Kanals, HZ. 1865, Bl. 323—1866, Bl. 349—ZfB. 1874, Bl. 41—1886, Bl. 30), nebstdem bei konvexer Oberfläche des Zapfens die Pfanne auch eine ebene Bodenfläche erhalten kann. Im ersteren Falle ist eine seitliche Führung des Zapfens nicht erforderlich, während in den anderen Fällen eine solche Führung vorhanden sein muss. Im ersteren Falle besteht ferner der Zapfen entweder aus einer vollständigen Halbkugel, von kleinerem Halbmesser als jener der Pfanne, oder es bildet die Oberfläche des Zapfens eine flache Kugelkalotte, während bei entgegengesetzter Krümmung der Pfanne wegen der erforderlichen Führung, der Zapfen immer die letztere Anordnung bekommen muss.

Der Zapfen wird gegenwärtig immer aus Stahl ausgeführt, in einer Grundplatte sitzend, welche gewöhnlich aus Gusseisen besteht, während die Pfanne entweder aus Gussstahl oder aus Gusseisen bestehen kann. Im letzteren Falle bekommt sie einen Stahlkern eingelegt (Fig. 4).

Weitere Beispiele von Spurzapfen-Anordnungen werden bei den eisernen Thoren besprochen.

Taf. 6, Fig. 5—8. Anordnungen am oberen Ende der Wendesäule. Das obere Ende trägt gewöhnlich einen Schuh (Oberschuh), bestehend aus einer das Säulenende umschliessenden Haube, welche oben den Halszapfen trägt. Dieser erhält entweder einen grösseren Durchmesser und ist hohl, wobei der hohle Raum mit dem Ende der Säule ausgefüllt ist (Fig. 5—5 a: Papenburger Schleuse, HZ. 1866, Bl. 349) oder er ist massiv, auf der Haube aufsitzend, mit einem Durchmesser, welcher der Inanspruchnahme des Materials eines an einem Ende eingespannten Trägers entspricht (Fig. 6—6 b: Schleusen der Main-Kanalisierung, ZfB. 1888).

Behufs günstigerer Beanspruchung des Zapfens kam beim Oder-Spree-Kanal die in Fig. 7—7 a ersichtliche Anordnung zur Anwendung, wobei also der Zapfen durch einen nach aufwärtz gebogenen Arm der Haube auch am oberen Ende unterstützt ist (vergl. Taf. 5, Fig. 8—Taf. 7, Fig. 1 b), (ZfB. 1886, Bl. 30—1874, Bl. 41—1890, Bl. 58).

Eine weitere Anordnung besteht darin, dass entsprechend Fig. 8 ein Teil der nach oben verlängerten Wendesäule als Drehzapfen dient (Kanalisierung der Mosel). Hier ist auch die Schlagsäule in gleicher Weise verlängert und über denselben ein s. g. Drehbaum D zur Bewegung des Thores ausgelegt. Diese Thore zeigen auch noch die Eigentümlichkeit, dass dabei statt Bändern zur Befestigung der Riegel gusseiserne Eckkonsolen (Knaggen) K zur Anwendung gekommen sind (ZfB. 1874, Bl. 41).

Der Zapfen erhält ein s. g. Halsband, welches mit der Schleusenwand in verschiedener Weise verankert ist. Für den genauen Anschluss des Thores an die Wendenische ist das Halsband mittels Keilen oder mittels Schrauben stellbar (Fig. 5 & 6 bezw, Fig. 7 a).

» » Fig. 9. Excentricität der Drehachse. Würde die Wendesäule während der Bewegung beim Öffnen des Thores mit der Wand der Wendenische in Berührung bleiben, so würden hierdurch sowohl die Bewegung erschwert, als auch beide Teile bald abgenutzt und der Anschluss undicht werden. Um dies zu vermeiden, wird die Drehachse O excentrisch angeordnet, so dass sich der Thorflügel beim Öffnen von der Wendenische allmählich entfernt, also von der Lage AB nach A_1B_1 kommt. Hierbei lässt man die Entfernung des Stemmrückens der Wendesäule von der Wendenische A_1D (die Excentricität) etwa 10 bis 20 mm betragen (dieselbe beträgt beispielsweise bei den später besprochenen Thoren der Hafenschleuse zu Geestemünde 12,5 mm und bei den Thoren der Schleusen des Nord-Ostsee-Kanals 20 mm). Eine zu grosse Excentricität hat den Nachteil, dass zwischen Wendesäule und Nische leicht schwimmende Gegenstände gelangen (Holzstücke, Eis), welche beim Schliessen des Thores eingeklemmt werden und zu Zapfenbrüchen Veranlassung geben können. Dies ist bei Wendesäulen mit Stützwinkeln weniger leicht möglich als bei halbcylindrischen Wendesäulen.

Hierbei ist die Bestimmung der Drehachse O dadurch bedingt, dass der Mittelpunkt der Wendesäule beim Öffnen von C nach C_1 kommt, so dass $CC_1 = A_1D$, und der von C beschriebene Winkel COC_1 gleich ist dem Drehwinkel des Thores $BCB_1 = \alpha$. Demnach bestimmt sich die Lage des Drehzapfens O dadurch, dass in der Mitte von CC_1 ein Perpendikel errichtet und bei C ein Winkel $C_1CO = 90 - \frac{\alpha}{2}$ ausgesetzt wird. Nachdem auch der Winkel $ACO = 90 - \frac{\alpha}{2}$ ist, so kann der Schenkel CO auch durch Halbieren des Winkels C_1CA erhalten werden.

Einflügelige Drehthore und Stemmthore aus Eisen und Holz.

Bei diesen Thoren besteht das Gerippe teilweise oder gänzlich aus Eisen während die Bekleidung wie bei den hölzernen Thoren aus Bohlen besteht. Zu der ersteren Art gehören die noch stellenweise, z. B. in den nordischen Ländern bei älteren Schleusen vorkommenden Thore, wobei entweder nur die Wendesäule, oder sowohl diese als auch die Riegel aus Gusseisen bestehen, während zur anderen Art die namentlich in Frankreich bei neueren Schleusen vielfach vorkommenden Thore mit Gerippe aus Walzeisen gehören.

Thore mit gusseisernen Rahmenteilen.

Taf. 6, Fig. 10—10 c. Stemmthor bei den Schleusen des Saima-Kanals in Finnland (Oberthor). Bei diesen Thoren besteht die Wendesäule und das obere Rahmenstück aus Gusseisen, die übrigen Teile aus Föhrenholz. Die Wendesäule ist ein halbcylindrischer hohler Körper von 38 mm Wanddicke. Gegen das Versacken giebt es hier nur eine Druckstrebe und keine Zugstangen. Die Bebohlung ist vertikal. Das Halsband der Wendesäule ist entsprechend Fig. 10 c mittels Keilen an einem Rahmen verankert, welcher mittels Steinschrauben an der Krone der Schleusenwand befestigt ist. Diese Thore haben sich während des ungef. 50 jährigen Bestandes recht gut bewährt und haben die Eisenteile keiner weiteren Reparaturen bedurft (vergl. Taf. 3, Fig. 1-1c—AB. 1889).

» » Fig. 11—11 f. Älteres Stemmthor mit gusseiserner Wendesäule und ebensolchen Riegeln (Trollhätta-Kanal in Schweden—ZfB. 1886, Bl. 15).

Diese nach älterem englischen Muster ausgeführten Thore mit gusseisernen Rahmenteilen sind jedoch nicht mehr gebräuchlich, da das Gusseisen gegenwärtig zweckmässiger durch Walzeisen ersetzt werden kann.

Thore mit Gerippe aus Walzeisen und Bohlenbekleidung.

Das Thorgerippe besteht hier je nach den Abmessungen, aus gewalzten oder aus genieteten Trägern. Behufs dichten Anschlusses sind bei diesen Thoren die Wende- und Schlagsäule sowie das untere Rahmenstück mit hölzernen Dichtungsgleisten belegt.

Taf. 6, Fig. 12—12 d. Einflügeliges Drehthor mit Gerippe aus genieteten Trägern und Bohlenbekleidung. Gegen das Versacken dient hier ein aus Druckstrebe und Zugband bestehendes Andreaskreuz (Schleuse am Escarpe-Kanal bei Douai, Oberthor) (AdP. 1896, II, Pl. 38).

» » Fig. 13—13 c. Stemmthor von gleicher Art wie im vorigen Falle (Unterthor der Schleuse am Kanal von Lens nach La Deule). Gegen des Versacken hat dieses Thor ein doppeltes Andreaskreuz (AdP. 1887, II, Pl. 31).

Einflügelige Drehthore und Stemmthore aus Walzeisen.

Diese Thore unterscheiden sich von den letzgenannten dadurch, dass hier auch die Bekleidung des Gerippes (die Thorhaut) aus Eisen, und zwar aus ebenem Blech, Wellblech, Tonnenblech oder aus Buckelplatten besteht. Die

Bekleidung kann entweder nur auf der Oberwasser-Seite (einhäutig) oder auf beiden Seiten (doppelhäutig) angebracht sein. Im letzteren Falle wird die Bildung eines wasserdichten Luftkastens (Schwimmkastens) bezweckt, dessen Auftrieb das Gewicht des Thores teilweise oder ganz aufheben soll, um dadurch der Abnutzung der Drehzapfen und dem Versacken entgegen zu wirken und die Bewegung zu erleichtern. Diese Anordnung der Thore (Schwimmthore) kommt jedoch nur bei grösseren Schleusen vor. Die eisernen Thore pflegen zur Unterstützung der Blechhaut ausser mit horizontalen Riegeln meistens auch mit vertikalen Ständern zwischen denselben versehen zu sein. Dieselben sind bei kleinerer Breite meistens gerade, während sie bei grösserer Breite oft entweder nur auf der Oberwasserseite oder auf beiden Seiten gekrümmt sind (vergl. Textfig. 4 & 5). In neuerer Zeit ist bei grossen Thoren die trapezförmige Grundrissform, mit Abschrägungen auf der Oberwasserseite nach der Wendesäule und der Schlagsäule zu, beliebt geworden.

Die Wendesäule besteht hier, ähnlich wie bei den hölzernen Thoren, entweder aus einer halbcylindrischen Blechröhre, welche sich zur Aufnahme des Stemmdruckes unmittelbar an die Wendenische anschliesst, oder es wird hierfür eine hölzerne Stemmleiste angewendet, welche an der halbcylindrischen oder rechteckigen Wendesäule befestigt ist, oder es kommen für den Anschluss an die Wendenische und zur Aufnahme des Stemmdruckes einzelne Stützwinkel zur Anwendung. Letztere bestehen aus Gusseisen oder aus Gussstahl, mit Ausnahme des obersten welcher des an demselben angebrachten Drehzapfens wegen aus Gussstahl hergestellt sein muss. Die Dicke der Blechhaut beträgt bei kleineren Thoren etwa 6 bis 8 mm und bei grösseren bis zu etwa 12 mm, meistens von oben nach unten zunehmend.

Für den Wasserabschluss erhalten die Eisenthore an Wendesäule, Schlagsäule und am unteren Rahmenstück hölzerne Dichtungsleisten. Die Wendenische erhält hier die gleichen Anordnungen, wie sie bei den hölzernen Thoren an Schleusen mit steinernen Wänden besprochen worden sind.

Einhäutige Thore.

Taf. 6, Fig. 14—14 d. Gerades Stemmthor mit Gerippe aus gewalzten I-Eisen und mit flacher Blechbekleidung (Marne-Saône-Kanal). Die Wendesäule besteht aus einem I-Eisen mit gusseisernen Stützwinkeln, welche sich gegen in der Nischenwand eingelassene und mit Steinschrauben befestigte gusseiserne Stützplatten stemmen. Zur Unterstützung der Blechhaut sind Riegel aus I-Eisen von gleicher Höhe wie jene des Rahmens und zwischen diesen zwei Ständer aus halb so hohen I-Eisen angewendet. An der Wendesäule, dem unteren Rahmenstück und der Schlagsäule sind die hölzernen Dichtungsleisten, L und S angeschraubt. Der Spurzapfen ist hier halbkugelförmig (ZfB. 1882).

» » Fig. 15—16. Einhäutige Thore mit gekrümmter gewöhnlicher Blech-

haut, und mit bezw. segmentförmiger und bogenförmiger Grundrissform (Weserschleuse zu Hameln) (HdI.—ZfB. 1873, S. 374, Bl. 572).

Taf. 7, Fig. 1—1 c. Thore mit gekrümmter Wellblechbekleidung (Schleusen des Oder-Spree-Kanals). Das Thorgerippe besteht aus einer Wendesäule von kastenförmigem, und einer Schlagsäule von ⊔-förmigem Querschnitt und dem oberen und unteren Rahmenstück nebst 3 Riegeln von segmentförmigem Grundriss, alle aus Blech und Winkeleisen, sowie zwei vertikalen Ständern aus gewalzten I-Trägern, als Zwischenstützen für das Wellblech *W*. Dieses läuft bogenförmig über die Ständer nach der Wende- und Schlagsäule zu, wo es mittels Klemmstücken *K* aus Gussstahl und unter Anwendung von Bleieinlagen durch Schraubenbolzen wasserdicht befestigt ist (nach Patent Offermann).

Die Überführung des Stemmdruckes geschieht mittels Stützwinkeln, welche bei den Anschlusspunkten der Riegel an der Wendesäule angebracht sind. Zwischen diesen Punkten wird der Schub des Wellblechs durch Spannstangen *S* von 30 bis 45 mm Durchmesser und 380 bis 570 mm gegenseitigem Abstand aufgehoben. Gegen das Versacken dienen zwei Andreaskreuze aus Flacheisen.

Die Einzelanordnungen Fig. 1 b—1 c gehören speciell zum Unterthor der Schleuse bei Wernsdorf (ZfB. 1890, Bl. 58—vergl. Taf. 3, Fig. 7—ZfB. 1896, Bl. 53).

» » Fig. 2—2 b. Gerades Thor mit Buckelplatten-Bekleidung (Kanal zwischen Digoin und Maibray) (AdP. 1899, I—III, Pl. 16).

Doppelhäutige Thore.

Hier erstreckt sich die Blechhaut auf der Oberwasser-Seite bis zum höchsten Wasserstand, während sich jene auf der Unterwasser-Seite entweder nur auf einen Teil der Höhe oder gleichfalls über die ganze Höhe erstreckt. Diese Bekleidungen bestehen gewöhnlich aus flachem Blech.

Zur Regelung des Auftriebes wird in den Schwimmkasten entweder ein aus Beton oder Teerwasser oder aus beiden zugleich bestehender konstanter Ballast eingebracht, oder derselbe ist ganz oder teilweise veränderlich und besteht dann aus gewöhnlichem Wasser, welches durch Schützen oder Ventile je nach Bedarf ein- und ausgelassen wird. Hierdurch kann bei verschiedenen Wasserständen der Auftrieb geregelt werden.

Diese Thore werden behufs Ausführung und allfälliger späterer Untersuchung und Ausbesserung durch Mannlöcher im Inneren überall zugänglich gemacht.

Taf. 7, Fig. 3—3 b. Stemmthor mit gekrümmter Blechhaut von 15,3 m Höhe auf der Oberwasserseite und mit ebener Blechhaut von 6 m Höhe auf der Unterwasserseite (Entwurf für den Umbau der Schleusen des Wenern-Kattegat-Kanals in Schweden, vergl. Taf. 3, Fig. 3—3 c). Die Stemmleiste der Wendesäule ist hier zugleich als Dichtungsleiste gedacht.

» » Fig. 4—4 a. Engliches Dockschleusen-Thor mit halbcylindrischer Wendesäule aus Holz (Einfahrtschleusen zum Albert-Dock in London und zum Barry-Dock in Cardiff, von je 24 m lichter Weite). Die Thorflügel haben segmentförmigen Grundriss, und bestehen aus einem Gerippe mil Riegeln in gleichen gegenseitigen Abständen und Ständern. Der aus Beton und Teerwasser bestehende Ballast ist in den untersten Zellen angebracht, und ist konstant, infolge dessen sich bei verschiedenen Wasserständen ein wechselnder Auftrieb geltend macht.

Die Wendesäule besteht aus einem Blechträger und einer Blechrippe in der Mitte, gegen welche zwei Cylinderquadranten aus Holz angelegt sind.

Fig. 4 a zeigt die eigenartige Anordnung des Spurzapfens bei diesen Thoren. Derselbe hat behufs sicherer Verhütung von seitlichen Verschiebungen die Form einer etwas erhöhten Halbkugel, welche in einigen lotrechten grössten Kreisen mit vertieften Schmierfurchen versehen ist. Das untere Ende des Pfannenstückes ist zunächst am Rande der Halbkugel mit einer Bodenplatte aus Blech geschlossen. Durch eine besondere Zuleitungsröhre *d* wird unter hohem Druck in die Furchen Schmieröl eingepumpt, während etwa gefangene Luft durch eine zweite Leitung *e* vom Zapfenscheitel nach oben abströmt.

Zur Erleichterung der Einstellung der Thore ist am Spurzapfen eine Hebel-Vorrichtung mit sehr starker Übersetzung angebracht. Dieser Knie- oder Winkelhebel *a* findet am Zapfen ein festes Widerlager und wird dadurch in Spannung gebracht, dass man die am längeren Arm des Hebels angreifende Zugstange *b* nach oben schraubt, wobei der Winkelhebel auf dem Plattenaufsatz *c* rollt und zugleich das Thor hebt. Das Druckstück *f* zwischen dem Hebel und dem Spurzapfen umgreift den Winkelhebelkopf seitlich mit zwei kurzen Ansätzen, welche dem Druckstücke bei der Drehung des Thores Führung geben. Das Druckstück kommt nur während des Ausrichtens des Thores in Spannung, während es dann durch Nachlassen der Zugstange *b* entlastet wird (HZ. 1888, S. 428, Bl. 25).

Taf. 7, Fig. 5—5 g. Beiderseitig gekrümmtes doppelhäutiges Thor bei der Hafenschleuse zu Geestemünde. Die Thorflügel dieser älteren, 23,94 m weiten Schleuse sind auf beiden Seiten nach einem Halbmesser von 17,4 m gekrümmt. Die Weite zwischen den beiden Häuten beträgt in der Mitte des Flügels 0,802 m und an den auf 2,4 m Länge geraden Enden 0,634 m. Das Gerippe innerhalb des Thorrahmens besteht aus 9 Riegeln mit gegenseitigen Abständen von 0,8 bis 1,0 m und aus 3 Ständern, welche als Blechträger ausgeführt sind. Die Blechbekleidung hat eine Dicke von 9,5 bis 12,5 mm. Die durch das Gerippe gebildeten Zellen sind durch die Mannlöcher *c* und *d* zugänglich (Fig. 5, 5 c).

Die Übertragung des Stemmdruckes auf die Wände geschieht durch direkten Anschluss der aus Blech und Winkeleisen bestehenden halbcylindrischen Wendesäule (Fig. 5 a). Wegen der Schwierigkeit des genauen Anpassens der eisernen Wendesäule an das Mauerwerk, so dass bei geschlossenem Thor behufs Übertragung des Stemmdruckes ein dichter Anschluss stattfindet, ist gegenwärtig diese Anordnung nicht mehr gebräuchlich, sondern werden Wendesäulen mit hölzernen Stemmleisten oder mit eisernen Stützwinkeln vorgezogen.

Die Anordnung des Spurzapfens ist aus Fig. 5 d—5 e und jene des Halszapfens aus Fig. 5 f—5 g zu ersehen. Letzterer ist gegen horizontale Verschiebung durch drei Zuganker, sowie gegen ein Ausheben des Thores durch den Auftrieb durch drei vertikale Anker versichert. Der Auftrieb wird durch Einlassen von Wasser mittels Schützen geregelt (HZ. 1865, Bl. 323—1868, Bl. 406).

» » Fig. 6—7 b. Beispiele von neueren grösseren Thoren mit hölzernen Stemmleisten (bezw. Flut- und Ebbethor der Schleuse in Rendsburg und Flutthor der Schleuse am Nord-Ostsee-Kanal zu Brunsbüttel). Fig. 7a—7 b zeigt die Anordnung des Spurzapfens bei den letzteren Thoren. Das Thor in Rendsburg ist nur ungefähr bis zu halber Höhe doppelhäutig (ZfB. 1898, S. 220, Bl. 17—20).

» » Fig. 8—8 a. Neueres Dockschleusen-Stemmthor im Hafen von Rochefort mit halbcylindrischer Wendesäule und einzelnen Stützplatten an Wendesäule und Nische (AdP. 1895, I, Pl. 17).

Taf. 8, Fig. 1—1 b. Grösseres Stemmthor mit Stützwinkeln, bei der Schleusenanlage bei Nussdorf (Wien, Einfahrt von der Donau in den Donaukanal —vergl. Taf. 2, Fig. 16—16 c). Die hier angewendete vierfache Verankerung des

Halsbandes ist insofern nicht zu empfehlen, als dieselbe infolge der unbestimmten Verteilung der Spannungen schwer zu berechnen ist. Bei den oben genannten bedeutend grösseren Thoren der Schleusen am Nord-Ostsee-Kanal giebt es beispielsweise nur eine zweifache Verankerung (ÖZ. 1897, Taf. XV).

Thorschützen.

Die Thorschützen erhalten im Allgemeinen die gleichen Anordnungen, wie die Umlaufschützen und geschieht auch die Berechnung der Grösse dieser Schützenöffnungen in gleicher Weise wie für die Berechnung der Umlauföffnungen angegeben worden ist, wobei der Widerstandskoefficient $\mu = 0{,}5$ bis $0{,}6$ angenommen werden kann.

Nachdem die zur Füllung der Kammer erforderliche Zeit zur Grösse der Schützenöffnungen im umgekehrten Verhältniss steht, so sind mit Rücksicht hierauf möglichst grosse Öffnungen erwünscht, während aber andererseits mit zunehmender Grösse der Schützen ihre Bewegung erschwert wird und die Thore geschwächt werden. Man pflegt daher unter gewöhnlichen Umständen die Höhe der Schützenöffnungen von etwa 0,5 bis 0,8 m und die Breite von etwa 1,0 bis 1,6 m anzunehmen und werden an einem Thorflügel auch zwei bis vier Schützen angebracht. Doch sind in gewissen Fällen, bei kleinerer Druckhöhe, auch viel grössere Abmessungen zur Anwendung gekommen, wie aus einigen unten angeführten Beispielen zu ersehen ist.

Im Vergleich zu den Umläufen und Grundläufen haben die Thorschützen den Vorteil, dass sie billiger in der Anlage sind und nicht wie die ersteren durch Undichtigkeiten zur Zerstörung des Mauerwerks Anlass geben können. Dagegen haben die Thorschützen, ausser dass sie die Thore schwächen, auch noch den Nachteil, dass der von denselben kommende Wasserstoss das Schiff nach dem Unterthor zu treibt. Bei grösserem Gefälle kann die Anbringung von Schützen auf die Schwierigkeit stossen, dass die Schützenöffnung über die Unterwasserfläche zu stehen kommen, und dabei nicht wie bei den Umläufen die ganze Druckhöhe für die Ausflussgeschwindigkeit ausgenutzt werden kann, nebstdem dabei die Gefahr vorliegt, dass das vom Schütz ausströmende Wasser in das Fahrzeug stürzt. Es werden daher in solchen Fällen zweckmässig am Oberhaupt Umläufe und nur am Unterhaupt eventuell Thorschützen angewendet. Statt dessen kann man aber auch den oberen Thorboden nebst Drempel so tief senken, dass die Schützen genügend tief angebracht werden können, wie dies beispielsweise in Taf. 2, Fig. 8 geschehen ist.

In konstruktiver Beziehung werden die Thorschützen sowohl bei hölzernen als auch bei eisernen Thoren entweder als Zugschützen oder als Klappschützen ausgeführt. Erstere bestehen aus Holz oder aus Eisen und sind entweder

vollwandig oder durchbrochen (s. g. Registerschützen), Gleit- oder Rollschützen.

Hölzerne Zugschützen.

Hölzerne Thorschützen werden in der Regel nur bei hölzernen Thoren benutzt, nachdem aber solche Schützen gegenüber eisernen den Vorteil haben, dass sie durch den grösseren Auftrieb die Bewegung erleichtern, so sind grössere Zugschützen auch bei eisernen Thoren aus Holz zur Anwendung gekommen (z. B. bei den Schleusen des Nord-Ostsee-Kanals).

Vollwandige Gleitschützen. In der einfachsten Form bestehen die hölzernen Zugschützen entsprechend Taf. 5, Fig. 6 aus einer aus gespundeten horizontalen Bohlen zusammengesetzten Tafel, welche durch zwei vertikale Leisten zusammengehalten sind. An diesen Leisten ist eine eiserne Gabel zur Anbringung der Zugstange befestigt. Die Befestigung der letzteren soll, behufs bequemer Abnahme mittels Gelenk geschehen. Die Tafel lehnt sich gegen einen Rahmen, bestehend aus zwei Riegeln des Thorflügels und zwei vertikalen Schützständern *T*, welche in die Riegel eingezapft sind. Zur Führung der Tafel dienen hier zwei hölzerne Führungsleisten mit Falz (Schützleisten, Gleitständer), welche auf der Thorbekleidung angeschraubt sind. Zur Minderung der Abnutzung werden die auf einander gleitenden Teile zweckmässig mit eisernen Leisten belegt. Zur Bewegung ist die Zugstange am oberen Ende in eine Zahnstange umgebildet, welche mittels Zahnradgetriebe und Kurbel in Bewegung gesetzt wird.

Taf. 8, Fig. 2—2 b. Schützenthor der Burgerau-Schleuse, welche den Nord-Ostsee-Kanal mit der Burgerau verbindet. Diese gegen den Kanal kehrenden Thore sind an jedem Flügel mit drei so grossen Schützen (von 0,75 × 1,40 m) versehen, dass sie die ganze untere Hälfte des Thores einnehmen. Hiermit wird die zu gewissen Zeiten erforderliche Abführung der Wilsterau-Hochwasser durch die Thore in die Burgerau bewirkt. Die Schütztafeln sind aus Eichenholz hergestellt und bestehen aus einer wagrechten Lage von 4 cm starken, und einer lothrechten Lage von 3 cm starken Brettern. Für den Fall, dass durch die Schützöffnungen nicht genügend Wasser abfliessen kann, sind auf der Schleuse kräftige Winden aufgestellt, mit deren Hilfe das Thor gegen den Wasserdruck geöffnet werden kann.

Wegen der geringen Druckhöhe bereitet das Aufziehen dieser Schützen mittels Kurbel keine Schwierigkeiten (ZfB. 1898, S. 73, Bl. 16).

» » Fig. 3—3 c. Sperrschleuse zum Bütteler Kanal mit grossen Thorschützen. Diese Schleuse soll vorwiegend zu Ent- und Bewässerungszwecken dienen, aber auch kleineren Schiffen den Übergang vom Nord-Ostsee-Kanal in den Bütteler Kanal und umgekehrt ermöglichen. Ist das gegen den Bütteler-Kanal kehrende Thor behufs Anstauens des Wasserstandes in der Niederung geschlossen, so hätten Schiffe nur während der Zeit durch die Schleuse gehen können, wenn der Wasserstand im Nord-Ostsee-Kanal dieselbe Höhe hat, wie der angestaute Wasserstand der Niederung. Hierdurch wäre aber die Schiffahrt durch die Anlage der Schleuse sehr behindert worden, wenn nicht das gegen den Bütteler Kanal kehrende Thor so ausgebildet worden wäre, dass es sich sowohl bei Strömung schliessen, wie auch gegen einen mässigen Wasserdruck öffnen lässt.

Zu dem Zwecke ist jeder der Thorflügel (Fig. 3—3 a) mit zwei Schützöffnungen von je 2,0 m lichter Höhe und 1,2 m lichter Weite versehen worden, welche durch je ein Doppelschütz geschlossen sind. Für jede Öffnung sind zwei über einander stehende und nach einander aufzuziehende Schütztafeln vorgesehen, indem durch eine Kettenvorrichtung zuerst die untere Tafel mitgenommen wird und dann diese

mit dem unteren Winkeleisen auch die obere mitnimmt (vergl. Taf. 8, Fig. 5 a—5 b). Die Winden zum Bewegen der Schützen brauchten trotz der ziemlich erheblichen Grösse der Schütztafeln nur ein kleines Übersetzungsverhältniss zu erhalten, weil der Wasserdruck nur einer Druckhöhe von höchstens 60 cm entspricht. Aus Fig. 3 b—3 c ist die Anordnung der Schleuse zu ersehen (ZfB. 1898, S. 77, Bl. 16).

Registerschützen (Coulissenschützen). Hier ist sowohl die Schütztafel als auch die dahinter befindliche Thorwand streifenförmig durchbrochen, in der Art, dass bei geschlossenem Schütz die Öffnungen der Tafel durch entsprechende Teile der Thorwand und die Öffnungen der letzteren durch entsprechende Teile der Tafel gedeckt sind. Es braucht daher zum Öffnen das Schütz nur soviel gehoben zu werden, dass die offenen Teile der Tafel und der Thorwand hinter einander zu stehen kommen, woraus gegenüber gewöhnlichen vollwandigen Schützen ein Zeitgewinn erwächst.

Taf. 8, Fig. 4—4 d. Doppeltes Registerschütz bei den Schleusen der Mosel-Kanalisierung. Die Führungsleisten und der Schützrahmen bestehen hier aus Eisen, nebstdem die Kanten der Thoröffnungen mit Winkeleisen eingefasst sind (ZfB. 1874, Bl. 41).

Rollschützen. Zur Minderung des Bewegungswiderstandes werden auch grössere Thorschützen wie bei Umläufen mit Laufrollen versehen. Ein interessantes Beispiel derartiger hölzerner Schützen ist das folgende.

Taf. 8, Fig. 5—5 d. Hölzerne Rollschützen bei den Sperrthoren der Schleusen des Nord-Ostsee-Kanals. Diese an den Enden des Kanals (zu Holtenau an östlichen und zu Brunsbüttel am westlichen Ende) errichteten Doppelschleusen haben den Zweck grössere Wasserstandsveränderungen und stärkere Strömungen im Kanal infolge der wechselnden Wasserstände in der Ostsee und in der Nordsee zu verhindern. Nachdem diese äusseren Wasserstände grösser oder kleiner sein können, als im Kanal, so mussten die Schleusen als s. g. Flut- und Ebbe-Schleusen, mit doppelten, nach beiden Seiten kehrenden Stemmthoren an den beiden Häuptern ausgeführt werden. Diese Flut- und Ebbe-Thore haben keine Schützen und werden in der Regel offen gehalten und nur bei beginnender stärkerer Strömung geschlossen. Um aber die Bewegung dieser Thore (von welchen die äusseren bei 14,1 m Fügelbreite 15 m Höhe haben) bei vorhandener Strömung zu ermöglichen, so sind diese Schleusen in der Mitte noch mit einem dritten Flut- und Ebbe-Thor versehen, welches als Sperrthor dient, um in dessen Schutz die anderen Thore handhaben zu können. Die Flügel dieses doppelten Stemmthores sind bei einer Höhe von 12 m mit je vier Schützöffnungen von 5,7 m lichter Höhe und je 2,925 m Weite versehen, wodurch es möglich ist, diese Thore bei offenen Schützen in der Strömung ohne Schwierigkeit schliessen und öffnen zu können.

Die Anordnung dieser Schützen ist aus Fig. 5 a—5 d zu ersehen. Die Schütztafel ist von gleicher Art wie jene von Taf. 8, Fig. 3—3 a, allein während dort zum Öffnen die zweiteilige Tafel empor gezogen wird, werden hier die Teile A und B von der Stellung der Fig. 5 a in jene von Fig. 5 b niedergesenkt. Zu dem Zwecke steht der Teil A mit zwei über die Rollen R und R_1 laufenden Ketten in Verbindung, durch welche er nach oben oder nach unten gezogen werden kann, während der Teil B am Eisenbeschlag des unteren Endes von A lose angehängt ist, so dass beim Senken des oberen Teiles der untere mitfolgt, bis er unten anstösst, worauf sich der erstere entsprechend Fig. 5 b vor den letzteren niederschiebt. Beim Schliessen verschiebt sich wieder zuerst A nach oben, worauf derselbe auch B mitnimmt.

Die beiden Teile der Tafeln bestehen entsprechend Fig. 5 d aus Bohlen von 140 mm Dicke und 250 mm Höhe, welche durch eingelegte Federn gespundet und mittels vier Schraubenbolzen von 30 mm Dicke mit einander verbunden, sowie an den Seiten mit je sechs Laufrollen versehen sind. Letztere sitzen in angeschraubten Flacheisenrahmen (ZfB. 1898).

Eiserne Zugschützen.

Eiserne Zugschützen werden sowohl bei eisernen, als auch bei hölzernen Thoren benutzt. Dieselben bestehen in der einfachsten Form, wie in Taf. 5, Fig. 7—7 a aus einer Blechplatte, zwischen Führungsleisten aus ⊔-Eisen. Bei grösseren Abmessungen ist es aber notwendig solche Blechtafeln durch aufgenietete Rippen zu versteifen. Statt dessen kann die Tafel auch aus einer Gusseisenplatte bestehen, welche durch aufgegossene Rippen abgesteift ist. Doch sind gusseiserne Schützen, hauptsächlich wegen ihres verhältnismässig grossen Gewichtes, nicht mehr gebräuchlich. Auch die eisernen Zugschützen werden entweder als Gleit- oder als Rollschützen ausgeführt.

Taf. 8, Fig. 6—6 a. Gusseisernes Thorschütz bei den Schleusen des Saima-Kanals in Finnland (vergl. Taf. 6, Fig. 10). In neuerer Zeit sind diese Schützen bei einem Teil der Schleusen des Kanals durch Klappschützen ersetzt worden (AB. 1889).

» » Fig. 7. Eisernes Schütz bei den Thoren der Schleuse in Rendsburg. Die Tafel besteht aus einer Blechplatte von 7 mm Dicke, welche durch ein aufgenietetes diagonales Kreutz von T-Eisen und durch Randleisten von Flacheisen verstärkt ist. Die Zugstange besteht aus einem ⊔-Eisen. Wie aus Taf. 7, Fig. 6 zu ersehen, hat jeder Thorflügel dieser Schleuse zwei solche Schützen von 1160 mm Weite und 888 mm Höhe (ZfB. 1898, Bl. 17).

Taf. 9, Fig. 1—2 a. Einfaches und doppeltes Registerschütz mit Schütztafeln aus Zores-Eisen (bezw. Schleuse bei Oberlahnstein und Schleusen am Saar-Kohlen-Kanal) (ZfB. 1886, Bl. 64—Frz.—HdJ.).

» » Fig. 3. Thorflügel mit doppeltem Rollschütz bei der Schleuse in Woltersdorf bei Erkner. Die Einzelanordnung dieser Schützen ist die gleiche wie bei jenen der Umläufe derselben Schleuse (vergl. Taf. 4, Fig. 3—3 d) (CBl. 1893, S. 414).

Klappschützen.

Die bei den Thoren angewendeten Klappschützen sind von gleicher Art wie jene der Umläufe. Dieselben haben gegenüber den Zugschützen den Vorteil eines geringeren Kraftaufwandes und von Zeitgewinn beim Öffnen, dagegen den Nachteil eines grösseren Ausströmungswiderstandes. Dieselben sind ihrer Vorteile wegen sehr beliebt.

Taf. 9, Fig. 4—4 a. Klappschütz bei den Thoren der Pinower Schleuse bei Charlottenburg. Die Schützöffnung hat eine lichte Weite und Höhe von 1,5×0,5 m. Die Klappe besteht aus Blech und schliesst nach oben, indem der obere Flügel länger ist als der untere und geschieht das Öffnen mittels Druck durch die Schubstange. Das Öffnen geschieht hier durch Umwerfen des Winkelhebels *dca* um 180°, so dass die Stange *ab* nach a_1b_1 zu stehen kommt (ZfB. 1878, Textbl. M—1886, Bl. 30).

Taf. 9, Fig. 5—5 b. Doppeltes Klappschütz bei der Schleuse bei Hansweerd in Holland, bestehend aus zwei über einander angebrachten Klappen, welche nach unten schliessen und mittels Zug durch Anheben der gemeinsamen Zugstange *CD* geöffnet werden. Diese Anordnung hat somit gegenüber der vorigen den Vorteil, dass die Stange beim Öffnen auf Zug und nicht auf Knickung beansprucht wird. Die Klappen bestehen hier aus Gusseisen und sitzen in gusseisernen Rahmen. Der Bewegungsmechanismus ist aus Fig. 5 a zu ersehen (CBl. 1887, S. 10).

Besondere Vorrichtungen gegen das Versacken der Thore.

Die einflügeligen Drehthore und Stemmthore sind durch die Wirkung des seitlich von der Drehachse angreifenden Eigengewichtes sowohl dem Versacken d. h. einem Durchhängen oder Senken des freien Endes, als auch einer seitlichen Beauspruchung und Abnutzung der Drehzapfen ausgesetzt, was sowohl einen weniger genauen, bezw. weniger dichten Anschluss der Thore, als auch einen grösseren Bewegungswiderstand derselben zur Folge hat.

Gegen das Versacken werden bei hölzernen Thoren in früher angeführter Weise die nach der einen Diagonale des Rahmens angebrachte Druckstrebe und nach der anderen Diagonale eingespannten Zugstangen benutzt. In gleicher Weise erhalten auch Thore mit eisernem Rahmen und Bohlenbekleidung oder Wellblechbekleidung einen Diagonalverband aus Druckstreben und Zugbändern in Form eines einfachen oder zweifachen Kreuzes, während bei Thoren mit flacher Blechbekleidung die letztere zugleich den Diagonalverband ersetzt, daher dieser entbehrlich ist. Ein anderes Mittel gegen das Versacken besteht in der Anwendung eines s. g. Drehbaumes mit Gegengewicht (vergl. Taf. 5, Fig. 8—Taf. 7, Fig. 1 b), nämlich eines über die nach oben verlängerte Wendesäule und Schlagsäule ausgelegten Balkens, welcher über die Wendesäule hinaus verlängert und am äussersten Ende mit einem Gegengewicht versehen ist. Bei entsprechend grossem Gegengewicht kann bei dieser Anordnung sowohl das Versacken des Thores als auch der Horizontalschub gegen die Drehzapfen vermieden werden. Diese Anordnung wird jedoch wegen der Hinderlichkeit des Drehbaums für den Verkehr längs der Schleuse selten angewendet.

Eine grössere Verbreitung hat jedoch — namentlich bei englischen Seeschleusen — die Unterstützung der Thore durch Laufrollen, welche am unteren Rahmenstück nahe der Schlagsäule angebracht werden und auf einer am Thorboden befestigten Laufschiene aufsitzen (vergl. Taf. 5, Fig. 12). Hierdurch wird ein Diagonalverband des Thores überflüssig, dagegen aber die Bewegung desselben durch den Reibungswiderstand der Laufrolle um so mehr erschwert, je mehr der Thorboden, bezw. die Laufschiene der Verschlammung ausgesetzt ist. Es muss daher die Laufschiene in entsprechender Höhe über dem Thorboden angebracht und das Thor zu beiden Seiten der Rolle mit Schabblechen versehen werden. Da bei solchen Thoren der grösste Bewegungswiderstand an der Laufrolle angreift,

so muss hier zur Vermeidung eines Verdrehens des Thores auch die bewegende Kraft am unteren Ende des Thorflügels angreifen. Man hat aber bei diesen Einrichtungen die Erfahrung gemacht, dass die kleinsten unregelmässigen Setzungen des Thorbodens, bezw. der Laufschiene, grosse Bewegungshindernisse zur Folge haben können, weshalb man in neuester Zeit auch in England von der Anwendung von Laufrollen vielfach abgesehen hat. So wurden beispielsweise an der Schleuse zum Barry-Dock die Thore nur in Verankerungen aufgehängt (HZ. 1888).

Ein weiteres Mittel besteht darin, dass die Thore entsprechend den folgenden Beispielen nur im geöffneten Zustand bei ihrer Lage in der Thornische unterstüzt oder aufgehängt werden. Nachdem die Thore im geschlossenen Zustand durch den Reibungswiderstand am Drempel und das gegenseitige Anstemmen dem Versacken nicht ausgesetzt sind, so sind diese Vorrichtungen um so mehr geeignet demselben entgegen zu wirken, je mehr die Thore offen gehalten werden.

Taf. 9, Fig. 6. Hebelvorrichtung zum Stützen eines Thorflügels in der Thornische. Diese Vorrichtung hat den Nachteil, dass sie nur bei trocken gelegter Thorkammer zugänglich ist (HZ. 1868, Bl. 406).

» » Fig. 7—7a. Vorrichtung zum Aufhängen des offenen Thores, angewendet bei den Schleusen des Merwede-Kanals. Hierbei wird die Schlagsäule mittels einer Schraubenvorrichtung an einer Konsole aufgehängt, welche an der Mauerkrone befestigt ist (CBl. 1891, S. 282).

Eine einfache Vorrichtung zur Stützung des Thores in jeder Lage ist schliesslich aus Taf. 8, Fig. 1 zu ersehen, bestehend in einer Schubstange *S*, welche mittels einer Schraubenvorrichtung bis zur Berührung mit dem Thorboden niedergeschoben wird (ÖZ. 1897, Taf. XV).

Vorrichtungen zum Bewegen der Thore.

Die Bewegung der einflügeligen Drehthore und Stemmthore geschieht mittels Drehbäumen, Schubstangen, oder mittels Ketten, unter Anwendung von Handkraft, hydraulischen Motoren oder von Presscylindern mit Wasserdruck.

Drehbäume.

Ein Drehbaum besteht in der einfachsten Anordnung aus einem über das obere Ende der entsprechend verlängerten Wendesäule und Schlagsäule gelegten Balken, welcher über das Thor soweit hinaus verlängert ist, dass er durch Anlehnen gegen denselben als Hebel zum Drehen des Thores benutzt werden kann. Der überhängende Teil des Balkens wirkt dann zugleich als Gegengewicht für den Thorflügel und können zu dem Zwecke an demselben noch besondere Gewichte angebracht sein. Taf. 5, Fig. 5a zeigt einen solchen Drehbaum einfachster Art.

Ferner ist aus Taf. 5, Fig. 8 ein Drehbaum mit besonders aufgebrachten Gegengewichten *G* zu ersehen, wodurch der Drehbaum entsprechend kürzer gehalten werden kann. Die Bewegung geschieht hier mittels eines besonderen Hand-

6

hebels H, welcher zur Bewegung des Thores in entsprechende Oesen gesteckt wird, sonst aber abgenommen werden kann.

Taf. 9, Fig. 8—8 b. Drehbaum mit Hebelapparat bei der Schleuse zu Woltersdorf. Der Apparat besteht aus einem ungleicharmigen Hebel H mit Klinke K, welche in die Sprossen einer kreisförmigen Sprossenstange eingreift. Durch Rechtsbewegen des Hebels wird der Drehbaum nach rechts geschoben, während durch Linksbewegen die Klinke zur nächsten Sprosse gleitet. Für die entgegengesetzte Bewegung des Drehbaums wird die Klinke bei wagrechter Haltung des Hebels in die entgegengesetzte Lage gebracht (CBl. 1893, S. 413).

» » Fig. 9—9 a. Drehbaum mit hydraulischem Antrieb mittels Presscylinder bei einer Dockschleuse im Hafen von Rochefort. Der Drehbaum besteht hier aus einem vom Thorflügel T ausgehenden, festen Arm A aus Blech und Winkeleisen, welcher an seinem Ende mit der Kolbenstange S des Presscylinders C in Verbindung steht. Letzterer ist um eine feste vertikale Achse Z drehbar und ruht an den Enden auf je zwei Laufrollen R. Der Apparat ist in einer mit Blech abgedeckten Grube unter der Mauerkrone versenkt (AdP. 1895, I, Pl. 17).

Schubstangen.

Die einfachste Vorrichtnng dieser Art besteht in einer Schiebestange, welche nach Art eines Bootshakens aus freier Hand angewendet wird. Diese primitive Art der Thorbewegung kommt jedoch nur selten, bei den kleinsten Schleusen zur Anwendung, ebenso wie die folgenden zwei Vorrichtungen. Die Schubstangen werden mittels Gelenk am Thore befestigt.

Taf. 9, Fig. 10—11. Ältere Anordnungen von Schubstangen, zusammen mit Tau oder Kette, wobei letztere beim Öffnen des Thores in Wirksamkeit treten, die Stange dagegen beim Schliessen. Die Bewegung geschieht unter Anwendung eines Gangspills mit vertikaler Drehachse, oder einer Kurbelwinde mit horizontaler Windetrommel (Hg.—Ch.—Bck.—Frz.).

» » Fig. 12—12 a. Zahnstange mit Sprossenrad und Gangspill für den Antrieb, wobei die Stange durch eine Druckrolle (Leitrolle) R an das Rad angedrückt wird. Zur Minderung des Reibungswiderstandes ist es zweckmässig die Stange zugleich auf einer horizontalen Laufrolle aufliegen zu lassen (Ch.—Bck.—Frz.). Diese Anordnung hat ebenso wie die zwei vorhergehenden den Nachteil, dass die auf der Mauerkrone liegende Stange für den Verkehr längs der Schleuse hinderlich ist.

» » Fig. 13—13 a. Sprossenstange mit Zahnrad und Kurbelwinde bei den Stadtschleusen zu Berlin und zu Breslau. Diese Stange besteht aus zwei Flacheisenschienen mit dazwischen genieteten Sprossen und ist in einem überdeckten Kanal unter der Mauerkrone versenkt. Dieselbe wird von einer an ihrem Ende angebrachten Laufrolle getragen, welche mit Rücksicht auf die Richtungsänderungen der Stange um eine vertikale Achse drehbar ist. Ferner ist hier aus demselben Grunde auch die Lage der Druckrolle in der Weise veränderlich gemacht, das sie an einem dreieckigen Gestell angebracht ist, welches auf der Achse der Winde sitzt und um diese drehbar ist (ZfB. 1867, Bl. 63).

» » Fig. 14—14 b. Zahnstange mit Laufrolle bei der Stadtschleuse zu Bromberg (ZfB. 1890, S. 57).

» » Fig. 15—15 a. Zahnstange mit Zahnrad und Gangspill bei den finnischen Schleusen (Saima-Kanal, Pielis-Elf etc.). Die Stange besteht hier aus

einem hölzernen Schaft an welchem die gusseiserne Zahnstange angeschraubt ist (AB. 1889).

Taf. 9, Fig. 16—16 c. Bewegungsapparat mit versenkter Zahnstange bei der Schleuse bei Oberlahnstein (vergl. Taf. 4, Fig. 10—10 b). Das Triebwerk besteht hier aus einer massiven eisernen Zahnstange *S* mit Zahnrad und Leitrolle entsprechend Fig. 16 a nebst Winde entsprechend Fig. 16—16 c. Da die Zahnstange bei geöffnetem Thor über die Mauer hinaus reicht, so ist hierfür der Stangenkanal durch ein in der Hinterfüllung liegendes eisernes Rohr *R* verlängert (ZfB. 1880, Bl. 38—1886, S. 513).

In neuerer Zeit hat man auch derartige Zahnstangen-Mechanismen für die Bewegung durch den Auftrieb des Wassers eingerichtet. So ist beispielsweise bei den Unterthoren der Schleusen des Elbe-Trave-Kanals ein solcher Apparat in Anwendung, wobei auf der horizontalen Achse des die Stange treibenden Zahnrades ein Kettenrad befestigt ist, über welches eine Kette geschlungen und an deren einem Ende ein hohler Blechcylinder, am anderen dagegen ein massives Gegengewicht angehängt ist. Der hohle Cylinder schwimmt in einem mit Wasser gefüllten Schacht, und setzt durch seine vertikalen, vom Füllen oder Entleeren des Schachtes bedingten Bewegungen den Zahnstangen-Mechanismus in Bewegung. Das Füllen und Entleeren des Schachtes geschieht durch Öffnen von entsprechenden Hähnen, welche bezw. mit dem Ober- und Unterwasser in Verbindung stehen (ÖZ. 1900 N:o 39—Tkn. 1900 N:o 218, 236).

» » Fig. 17. Schubstange als Kolbenstange einer hydraulischen Presse bei den Thoren der Schleuse zum Barry-Dock zu Cardiff. Der Angriffspunkt der Kolbenstange liegt ungefähr in halber Höhe und halber Breite des Thorflügels und hat dieselbe einen Hub von 8,54 m. Der Cylinder ist im Mauerwerk so eingelagert, dass er sowohl um eine horizontale als auch um eine vertikale Achse drehbar ist, letzteres (behufs Reparatur) fast bis zu lothrechter Stellung, wobei der im unteren Teil brunnenartige Schacht durch Einsetzen von Dammbalken in die Vorderkante der Thornischen abgedichtet und entleert werden kann (HZ. 1888, Bl. 25).

» » Fig. 18. Zahnbogen (Zahnkranz, gezahnter Quadrant), ursprünglich angewendet am Canal St. Martin. Der Bogen *z* ist in einem mit Blechplatten *p* überdeckten Kanal versenkt und ruht auf Laufrollen *s*, welche auf der Sohle des Kanals gelagert sind. Die Bewegung geschieht mittels eines Zahnradgetriebes mit Vorgelege, welches durch eine angesetzte vertikale Triebachse von Hand in Bewegung gesetzt wird (Ch.—Bck).

Solche Zahnbögen, welche namentlich in Frankreich allgemein üblich sind, haben gegenüber geraden Zahnstangen den Vorteil, dass sie bei geöffnetem Thor nicht so weit hinaus ragen und den mit der Richtungs-Änderung der geraden Stangen verbundenen Nachteilen nicht unterliegen.

In Neuerer Zeit hat man bei grösseren Schleusen den Antrieb der Zahnbögen mittels Turbine angeordnet (vergl. Taf. 11, Fig. 3 c—AdP. 1886, 1896 II, Pl. 37 -38—ZfB. 1890).

Ketten.

Ketten sind zur Bewegung der Thore nur bei grösseren Schleusen, namentlich Seeschleusen, gebräuchlich. Hierbei muss jeder Thorflügel mit zwei Ketten versehen sein, von welchen die eine zum Öffnen, die andere zum Schliessen des Thores dient und welche entweder nach entgegengesetzten Ufern oder nach derselben Seite der Schleuse hin gezogen sind. Ihre Bewegung geschieht mittels

Gangspill oder mittels Winde, welche letztere von Hand, mittels Turbine oder durch hydrauliche Dreicylinder-Maschinen in Gang gesetzt wird, oder es werden die Ketten durch hydraulische Presscylinder in Bewegung gesetzt. Von den vier Ketten eines Stemmthores hat entweder jede einen besonderen Bewegungsapparat, oder es werden je zwei bei einem Apparat vereinigt. Damit die Kettenzüge bei offenem Thor der Durchfahrt der Schiffe nicht hinderlich sind, müssen dieselben unter die grösste Fahrtiefe versenkt sein, zu welchem Zwecke entweder die Windetrommel ebenso tief angebracht wird, oder es werden die Ketten über besondere Leitrollen von der tiefen Lage zu den an der Krone der Schleuse befindlichen Bewegungsapparaten empor gezogen, oder man lässt die Ketten bei offenem Thor bis zur nötigen Tiefe schlaff niederhängen.

Taf. 9, Fig. 19—21. Kettenführung mit besonderem Bewegungsapparat (Winde mit Gangspill) für jede der vier Ketten (Schleuse in Geestemünde). Fig. 20 und Fig. 21 zeigen die zwei obgenannten Arten der Führung der Kette zur Windetrommel. Die letztere Anordnung hat den Vorteil der leichteren Zugänglichkeit der Trommel, jedoch den Nachteil grösserer Kraftverluste an den Führungsrollen (HZ. 1863, Bl. 261—1865, Bl. 319—HZ. 1868, Bl. 404, 406).

» » Fig. 22. Kettenführung mit gemeinsamer Handwinde für die zwei Ketten auf jeder Seite (Hafenschleuse zu Dünkirchen). Da von den zwei Ketten die eine zum Öffnen des einen und die andere zum Schliessen des anderen Flügels dient, so sind sie auf der Windetrommel *a* in entgegengesetzter Richtung aufgewunden.

Die in dieser Figur vorkommenden Streben *b* sind s. g. Gegenthore (portes valets), welche namentlich in den französischen Nordseehäfen bei den im Wellenbereich stehenden Thoren gebräuchlich sind, und bezwecken, ein stossweises Zuschlagen und Öffnen des Thores durch die Wellen bei geringem Überdruck zu vermeiden. Dieselben bestehen aus einem unbekleideten Rahmen mit kurzer Schlagsäule, welche sich gegen Knaggen am Thore stützt (NA. 1875, Pl. 45—46).

» » Fig. 23. Kettenführung mit gemeinsamer Handwinde für die zwei Ketten eines Thorflügels (Poplar-Dock in England). Die auf der Windetrommel *a* in entgegengesetzter Richtung aufgewundenen Ketten, gehen von dieser über zwei an der Wendesäule gelegenen Führungsrollen mit vertikaler Achse und dann über Rollen mit wagrechter Achse nahe dem Ende des Thorflügels durch eine vertikale Röhre zu zwei am unteren Ende des Thorflügels befindlichen Leitrollen und von hier in entgegengesetzten Richtungen zu den beiden Schleusenwänden, wo sie verankert sind (HZ. 1888, Bl. 23).

Taf. 10, Fig. 1. Kettenführung mit gemeinsamen Winden bei den Flut- und Ebbe-Thoren der Schleuse zum dritten Hafenbassin zu Rochefort, wobei für die vier Thorflügel eines Hauptes auf jeder Seite nur eine Winde benutzt wird. Von den zwei Thoren kommt je nach dem Wasserstande immer nur das eine zur Anwendung (AdP. 1895, Pl. 13).

» » Fig. 2. Kettenführung mit hydraulischem Antrieb, unter Anwendung von Armstrong'schen Dreicylinder-Maschinen, bei der Einfahrtschleuse zum Alexandra-Dock bei Hull. Die Kettenführung ist hier die gleiche wie bei Taf. 9, Fig. 19, wobei aber von den vier Winden je zwei auf jeder Seite mittels gemeinsamer Transmissionsachse und Klauenkupplungen mit der hydraulischen Maschine so in Verbindung stehen, dass entweder die eine oder die andere Winde in Bewegung kommt. Die Maschine hat drei kleine, einfach wirkende, um eine wagrechte Achse schwingende Presscylinder, welche an drei um 180° verstellten Kur-

beln auf einer gemeinsamen Welle arbeiten. Auf dieser Welle befindet sich ein Zahnrad, welches in jenes der Welle für die Kettentrommeln eingreift. Die Kolben haben einen Durchmesser von etwa 70 mm und eine Geschwindigkeit von etwa 200 bis 300 Spielen in der Minute. Diese Maschinen haben aber den Nachteil, dass sie unter Stössen und starkem Geräusch arbeiten (HZ. 1888, S. 431).

Taf. 10, Fig. 3—5. Kettenführungen mit Presscylinder-Betrieb (englische und französische Hafenschleusen). Hierbei sind die Enden der vier Ketten an den Ufern über die Rollen je eines Flaschenzuges geführt (Fig. 3—3 a), wovon die eine Rollengruppe am rückwärtigen Ende e bezw. e_1 des Presscylinders d bezw. d_1 und die andere am Ende f bezw. f_1 der Kolbenstange S angebracht ist, worauf das äusserste Ende der Kette an einem festen Punkt i befestigt ist. Hierdurch ist der vom freien Kettenende beschriebene Weg gleich einem Vielfachen des Kolbenhubes. Von den beiden auf einer Seite befindlichen Cylindern bewirkt der eine das Schliessen des einen und das Öffnen des anderen Thorflügels, und sind dieselben entweder neben einander (Fig. 3) oder in einer Linie hinter einander gestellt (Fig. 4). Bei der Anordnung Fig. 4 sind jedoch auf einer Seite die Presscylinder durch ein Gegengewicht A ersetzt, welches entsprechend Fig. 4 a aufgehängt ist.

Fig. 5 zeigt die Anordnung eines bei diesen Anlagen angewendeten gusseisernen Kastens für die Führungsrollen (HZ. 1888)

Fächerthore.

Die Fächerthore sind Stemmthore, bei welchen jeder der beiden Stemmflügel mit einem etwas breiteren im Winkel dagegen gestellten Nebenflügel, nebst zugehörigen Seitenanlagen in den Schleusenwänden, versehen ist, welche es ermöglichen, das Thor bei jedem beliebigen beiderseitigen Wasserstand öffnen oder schliessen zu können. Dieselben sind ursprünglich stellenweise als Spülthore bei Schleusen zur Anwendung gekommen, um die vor denselben sich bildenden Schlickablagerungen zu beseitigen. Sie werden aber auch als Sperrthore benutzt, an Stellen wo die beiderseitigen Wasserstände wechseln und wo infolge von Strömungen gewöhnliche Stemmthore schwer zu handhaben wären.

Taf. 10, Fig. 6—6 a. Fächerthor bei der Schleuse am älteren Hafenbassin in Bremerhaven, wo es zur Beseitigung des Schlicks aus den Thorkammern und dem angrenzenden Teil des Vorhafens V, sowie im Winter zur Beseitigung des Eises aus dem Vorhafen benutzt wird.

Dieses Thor ist nach dem Muster der zuerst in Holland von Blanken eingeführten Fächerthore aus Holz ausgeführt und besteht aus zwei Stemmflügeln, mit in etwas spitzem Winkel gegen dieselben gestellten und mit denselben verstrebten Nebenflügeln, so dass letztere bei geschlossenem Thor ungefähr in der Flucht der Schleusenwand liegen, beim Öffnen des Thores aber sich in besonderen Nischen N nach rückwärtz bewegen. Die Breiten dieser beiden Flügel verhalten sich in der Regel wie etwa 5 : 6. Durch die mittels Schützen absperrbaren Umlaufkanäle aa_1 und bb_1 können die Nischen N zu jeder Zeit mit dem Binnenwasser bezw. der Hafenseite H, oder mit der Seeseite bezw. der Vorhafenseite V in Verbindung gesetzt werden.

Ist nun der Wasserstand auf der Seeseite (rechts) höher, so wirkt das Fächerthor als gewöhnliches Stemmthor am Binnenhaupt der Kammerschleuse K und bleibt geschlossen, solange die Umlaufkanäle bb_1 offen und aa_1 geschlossen, bezw. die Nischen N mit dem höheren Wasserstand in Verbindung stehen, wogegen es sich öffnet, sobald umgekehrt die Kanäle bb_1 geschlossen und aa_1 geöffnet werden, indem dann die breiteren Nebenflügel von vorne einen grösseren Druck erhalten als

die Stemmflügel. In gleicher Weise wird das Thor bei höherem Binnenwasser (links geschlossen gehalten, wenn die Kanäle aa_1 offen und bb_1 geschlossen sind, indem dann der rückwärtige Druck gegen den breiteren Nebenflügel grösser ist, als der binnenseitige Druck gegen den Stemmflügel. Das Thor öffnet sich aber bei diesem Wasserstand sofort, wenn umgekehrt aa_1 geschlossen und bb_1 geöffnet, bezw. die Nischen N mit dem niedrigeren Wasserstand in Verbindung gesetzt werden. Es wird dann das Binnenwasser plötzlich ausströmen und allfällige Schlickablagerungen von der Schleuse fortspülen.

Gegenwärtig werden aber derartige Thore wegen ihrer Kompliciertheit nur mehr aus Eisen ausgeführt. Ein Beispiel dieser Art kommt bei der Kammerschleuse in Rendsburg vor, welche anlässlich des Baues des Nord-Ostsee-Kanals zur Ausführung gekommen ist. Diese Schleuse hat nach der Unter-Eider zu ein s. g. Flut- und Ebbethor, dagegen nach den mit dem Nord-Ostsee-Kanal in Verbindung stehenden Obereider-Seen zu ein Fächerthor, welches wie ein Flut- und Ebbethor bei verschiedenen beiderseitigen Wasserständen absperrend wirkt und für den Durchgang der Schiffe in gewöhnlicher Weise benutzt wird. Bei diesem Thor sind die Stemm- und Nebenflügel durch gerade Streben gegen einander verspreizt und im unteren Teil mit einem Schwimmkasten versehen (ZfB. 1898).

Taf. 10, Fig. 7—7 b. Fächerthor im Flosskanal bei Einlage. Dieser Kanal ist eine zu Flösserei-Zwecken dienende Verbindung von etwa 1000 m Länge zwischen dem s. g. Nehrungs-Durchstich und der tiefer gelegenen Weichsel und ist ein offener Kanal mit fliessendem Wasser, während in dem daneben angelegten Schiffahrtskanal eine Kammerschleuse den Übergang der Schiffe vermittelt (Fig. 7).

Der Flosskanal hat 11 m Sohlenbreite und seitliche Böschungen mit einer Anlage von 1 : 1, welche mit hochkantigem Ziegelpflaster auf 30 cm Beton befestigt sind. Die Sohle ist mit Granitpflaster auf Kiesunterbettung und mit beiderseitigen Längsspundwänden sowie mit Querspundwänden in gegenseitigen Entfernungen von 30 m befestigt.

Um bei starkem Schiffsverkehr auch diesen Kanal für den Durchgang von Schiffen und namentlich von ganzen Schiffszügen anwenden zu können, wurden in denselben in einer gegenseitigen Entfernung von 300 m zwei Schleusenhäupter mit gewöhnlichen Stemmthoren eingebaut, von welchen das obere zugleich als Schutzschleuse für den Kanal gegen Hochwasser und Eisgang dienen soll. Nachdem aber die Strömung im Kanal für die Handhabung dieses Thores hinderlich ist, so wurde unmittelbar unterhalb desselben ein eisernes Fächerthor angelegt, wodurch der Kanal zu jeder Zeit selbsttätig geschlossen und dadurch die Strömung aufgehoben werden kann. Dieses Thor ist in seiner Wirkungsweise mit dem oben besprochenen übereinstimmend, wogegen es in konstruktiver Beziehung von demselben insofern abweicht, als hier der Haupt- und Nebenflügel in einer Ebene liegen und der Drempelvorsprung nach dem Unterwasser zu gerichtet ist.

Zur Bewegung dieses Thores ist vom Oberwasser her auf jeder Seite ein in der Seitenmauer liegender Zuleitungskanal A ausgespart, welcher in einen halbcylindrischen Drehschütz mit vertikaler Drehachse B mündet. Von diesem Schütz führt auf der Seite des Schiffskanals ein 100 m langer Ableitungskanal C von kreisförmigem Querschnitt und 1,8 m Durchmesser seitwärts unter der Schleuseninsel hinweg zu dem Untergraben der Schiffschleuse. In das Drehschütz münden ferner zwei kurze von der Thornische her kommende Kanäle D und F, mit welchen der von der gegenüber liegenden Seite kommende Kanal F durch ein unter der Sohle der Flossrinne geführtes gusseisernes Rohr G von 1,4 m Durchmesser in Verbindung steht.

Bei der gezeichneten Stellung des Drehschützes B ist der Zuleitungskanal A nach dem Oberwasser hin verschlossen und sind die von den Thornischen her kommenden Kanäle D und F durch den Ableitungskanal C mit dem Unterwasser der

Schleuse in Verbindung. Infolge dessen wirkt vom höher stehenden Wasserstand der Flossrinne Überdruck gegen die um 1 m breiteren Nebenflügel des Thores, daher diese in die Nischen hineingedrückt werden, während die kürzeren Hauptflügel die Flossrinne verschliessen. Dreht man dagegen das Drehschütz in der Pfeilrichtung, so dass der Zuleitungskanal *A* geöffnet und mit dem Kanal *F* in Verbindung gesetzt, der Ableitungskanal *C* dagegen geschlossen wird, so erhalten die Nebenflügel von vorne und von hinten einen ebenso starken Druck, während die Hauptflügel vom Oberwasser Überdruck erhalten und daher geöffnet werden. Durch grössere oder geringere Öffnung der Zuleitungskanäle lässt sich die Bewegung des Thores beschleunigen oder verzögern (CBl. 1895, N:o 34).

Klappthore.

Diese hauptsächlich in Amerika angewandten Thore bestehen aus einer über die ganze Breite der Einfahrt reichenden einflügeligen Klappe, deren Drehachse sich an der unteren Kante, bezw. an dem hier geradlinigen Drempelabsatz befindet, so dass das Öffnen durch Niederlegen der Klappe an den Thorboden geschieht. Dieselben haben gegenüber den Thoren mit vertikaler Drehachse den Vorteil, dass das Gewicht des Thorflügels unmittelbar von den Zapfenlagern aufgenommen wird, wodurch keine Verankerungen erforderlich sind und das einseitige Versacken des Thores entfällt, nebstdem diese Thore auch eine leichtere Bewegung gestatten. Dagegen haben dieselben den Nachteil, dass sie bei grösserer Wassertiefe eine grössere Länge der Thorkammer erfordern können als Stemmthore, was sowohl grössere Anlagekosten für den Schleusenkörper, als auch bei Anwendung an der unteren Thorkammer einen grösseren Wasserbrauch und längere Zeit zum Füllen bedingt. Es verdienen daher Klappthore meistens nur beim Oberhaupt den Vorzug.

Zur Erleichterung der Bewegung erhalten die Klappthore eine kleine Neigung nach vorne, so dass sie das Bestreben haben, sich von selbst niederzulegen, nebstdem sie durch Ballast soviel belastet werden, als zur Überwindung des Auftriebes erforderlich ist, so dass das Öffnen des Thores nach Auslösung der Bewegungsvorrichtung selbsttätig geschieht.

Die Klappthore werden aus Holz oder aus Eisen ausgeführt.

Taf. 10, Fig. 8—8 b. Klappthor aus Holz als Oberthor der Schleuse bei Wernsdorf (das Unterthor ist ein eisernes Stemmthor mit Wellblechbekleidung, entsprechend Taf. 3, Fig. 7—Taf. 7, Fig. 1—1 c). Der 9 m breite und 3,27 m hohe Thorflügel besteht aus einem Rahmen, welcher aus der am Drempel anliegenden Wendesäule, dem oberen Rahmenstück und den beiderseitigen Anschlagsäulen, nebst sechs vertikalen Zwischenständern zusammengesetzt ist. Diese Hölzer sind mit einander verzapft und durch übergelegte Winkel- bezw. Eckbänder mit einander verbunden. Auf beiden Seiten ist eine Verschalung von 6,5 cm starken, gespundeten und in Teer gedichteten Bohlen angebracht. Der Zwischenraum zwischen den beiden Bekleidungen ist zur Überwindung des Auftriebes in jedem zweiten Fach mit Steinen gefüllt, so dass ein kleines Übergewicht zum Niedersinken des Thores besteht.

Die Bewegung des Thores erfolgt durch je eine Handwinde auf jeder Seite, um deren Trommel sich eine Kette ohne Ende legt, welche mit einem Zapfen am oberen Rahmenstück des Thores angreift (ZfB. 1890, S. 385).

In neuester Zeit sind bei den Schleusen des Elbe-Trave-Kanals am Oberhaupt eiserne Klappthore zur Anwendung gekommen (vergl. Taf. 5, Fig. 4), welche einen Schwimmkasten enthalten und sich selbstthätig öffnen und schliessen, je nachdem dieser Schwimmkasten mit Wasser oder mit Luft gefüllt wird. Die hiefür erforderliche Pressluft wird einer besonderen Druckluftglocke entnommen, bestehend aus einem vertikalen Blechcylinder, in welchem die Druckluft durch Zuleitung von Wasser erzeugt wird (Tkn. 1900, N:o 218, 236—ÖZ. 1900, N:o 39).

Schiebethore.

Die Schiebethore kennzeichnen sich dadurch, dass sie durch Verschieben winkelrecht zur Schleusenachse geschlossen und geöffnet werden. Dabei ist das Thor entweder mittels Laufrollen auf einer oberhalb befindlichen Schienenbahn aufgehängt, oder es wird auf einer unterhalb liegenden Bahn gleitend oder rollend verschoben. Meistens wird die letztere Anordnung angewendet. Die Schiebethore bestehen aus einem eisernen Gerippe mit Bohlen- oder Blechbekleidung, welche teilweise oder ganz zweihäutig ist. Im letzteren Falle erhalten sie auch die Form eines Schiffes, um von der Verwendungsstelle bei Reparaturen etc. auch schwimmend transportiert werden zu können, und heissen dann auch Schiebepontons. Beim Öffnen wird das Thor in eine seitliche Thorkammer (Pontonkammer) zurückgezogen. Zur Regelung des Auftriebes wird Beton- und Wasserballast benutzt.

Die Schiebethore haben gegenüber den Stemmthoren namentlich den Vorteil, dass sie nach beiden Seiten dichtend wirken können, weshalb sie namentlich bei Schleusenhäuptern mit wechselndem beiderseitigen Überdruck anstatt doppelter, nach beiden Seiten wirkender Stemmthore (Flut- und Ebbethore) mit Vorteil zur Anwendung kommen. Sie haben diesen gegenüber den Vorteil grösserer Einfachheit, sowie dass sie einen geringeren Raum erfordern, dem Versacken nicht ausgesetzt sind und behufs Reparatur leichter zu beseitigen sind, was namentlich von Vorteil ist, wenn hiefür ein Trockendock zur Verfügung steht. Der für die Schiebethore erforderliche geringere Raum bedingt eine kleinere Länge des Schleusenkörpers und damit kleinere Anlagekosten für den letzteren, sowie wenn dadurch die Kammerlänge kürzer wird, eine Ersparnis an Wasser und Zeit zum Füllen.

Die Schiebethore können auch mit Vorteil als Überfahrtbrücken benutzt werden. Dieselben werden namentlich in England und Amerika bei den Einfahrtschleusen zu Dockhäfen (Dockschleusen) angewendet, wo durch Flut- und Ebbe der Überdruck beiderseits wechselt.

Taf. 10, Fig. 9—9 b. Einhäuptige Flutschleuse mit Schiebethor in Breslau (Grossschiffahrtsweg). Das 10,8 m breite und 7,5 m hohe, nach beiden Seiten kehrende Thor, besteht aus einem Rahmwerk aus Walzeisen und ist auf der äusseren

Seite ganz, auf der inneren dagegen nur bis zu 3 m Höhe mit Buckelplatten bekleidet. Es hängt an zwei Rollwagen, deren Räder auf Schienen laufen, welche auf den Untergurten zweier Blechträger befestigt sind. Die Bewegung erfolgt von Hand durch eine Kette ohne Ende mittels eines dreifachen Zahnrad-Vorgeleges. Die seitlichen Anschlagflächen des Thores sind mit gussstählernen Platten bekleidet. Zur Aufnahme des ausgefahrenen Thores dient eine seitliche Nische, in welcher zum Ausgleich der Wasserstände ein Umlauf mit Rollschützenverschluss angeordnet ist (ZfB. 1900, Statistik der Bauw. S. 22—vergl. CBl. 1898, S. 5).

Schiebeponton von Kinipple. Dieses schon seit mehreren Jahrzehnten an vielen Stellen mit gutem Erfolg angewendete Schiebethor ist in den nachstehenden Textfiguren 7—7 c dargestellt.

Fig. 7.

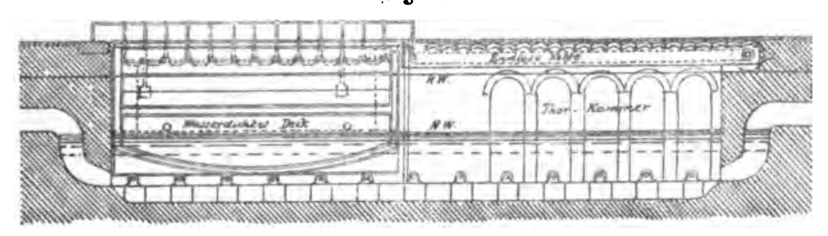


Fig. 7 a.

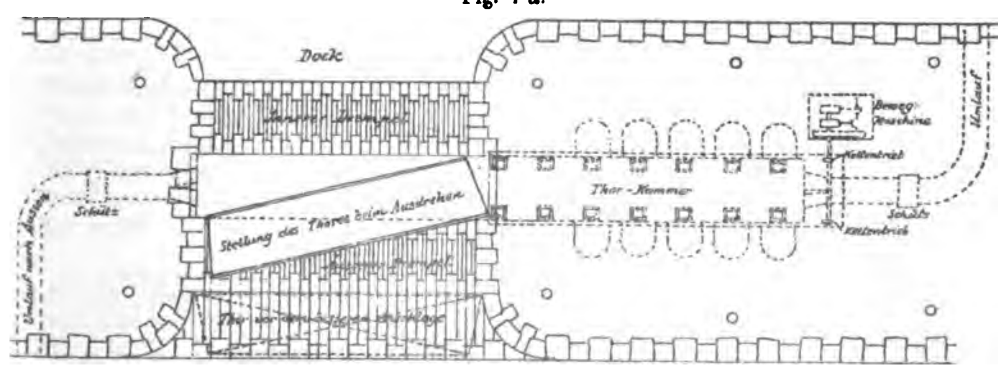
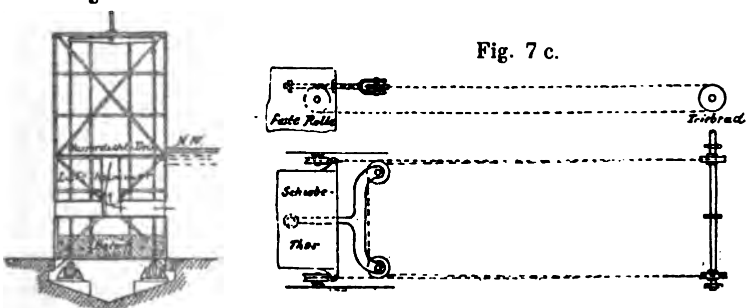


Fig. 7 b.

Fig. 7 c.



Schiebeponton von Kinipple.

Dasselbe bildet einen doppelhäutigen Kasten von rechteckigem Querschnitt und trapezförmigem Grundriss und ruht auf Laufrollen, welche am Thorkammerboden gelagert sind. Es ist nur so viel mit Wasserballast belastet, dass es sicher aufsitzt, während es durch Entfernung des Ballastes zum Aufschwimmen gebracht werden kann. Das beim Öffnen des Thores aus der Pontonkammer zu verdrängende Wasser findet teils durch die in Fig. 7 a ersichtlichen Umläufe, teils unter dem Pon-

ton einen Abfluss. Zur Erleichterung des Ausflössens — welches durch Anheben und wagrechtes Drehen um die äussere Thorkante geschieht (Fig. 7 a) — hat das Thor, um es dabei um ein möglichst geringes Mass anheben zu müssen, zwischen der inneren und äusseren Anschlagfläche 5 bis 10 cm Spielraum, nebstdem es auch zu dem Zwecke die trapezförmige Grundrissform erhielt. Die Laufrollen sind um das Mass des Spielraumes horizontal verschiebbar.

Um bei der Bewegung des Pontons in die Nische dem verdrängten Wasser auch unter dem Ponton einen genügenden Abfluss zu bereiten, ist hier die Sohle nach der Mitte zu vertieft (Fig. 7 b). Durch die hierbei unter dem Thore stattfindende Strömung werden die Laufrollen und Schienen gespült und reingehalten.

Textfig. 7 c zeigt die Bewegungsvorrichtung im Aufriss und Grundriss, wobei nur eine einzige Kette ohne Ende in Anwendung ist.

Die Thorkammer ist durch Dammbalken abzusperren, so dass sie als Ausbesserungsdock für das Ponton benutzt werden kann. Wenn dagegen Ausbesserungen am Schleusenhaupt erforderlich sind, so wird das Ponton ausgeflösst und wie in Fig. 7 a mit punktirten Linien angedeutet, frei schwimmend an der äusseren Seite des Schleusenhauptes angelegt. — Zur Bedienung des Thores genügt ein Mann, da alle zur Bewegung dienenden Vorkehrungen auf einem Ufer liegen.

Die Kosten eines solchen Thores in Quebeck, welches zugleich als Flut- und Ebbethor und als Brücke dient, betrugen bei 21,3 m Weite, 10,4 m Höhe und 4,18 m Stärke rund 100 000 Rmk. (HZ. 1888, S. 436, Bl. 25).

Bei der früher beschriebenen Grossen Kaiserschleuse in Bremerhaven (Taf. 2, Fig. 4) kam für eine Durchfahrtsweite von 28,0 m am Binnenhaupt ein Schiebeponton, am Aussenhaupt aber ein doppeltes Flut- und Ebbe-Thor zur Anwendung, da man fürchtete, dass die durch die offene Schleuse zeitweilig auftretende Strömung der Bewegung des Pontons am Aussenhaupt hätte hinderlich sein können. Es zeigte sich aber nachträglich, dass diese Befürchtung unbegründet war und es mit Rücksicht auf die Kosten zweckmässiger gewesen wäre, beide Häupter mit Schiebethoren zu versehen (ZfAuI. 1900, S. 660, 684, Bl. 7).

Ein anderes Beispiel eines neueren Schiebepontons der Seeschleuse des Hafens von Heyst ist in AB. 1899, Bl. 26 zu ersehen.

Drehpontons.

Die Drehpontons sind einflügelige doppelhäutige Drehthore in Schiffsform, welche mit Wasserballast so ausbalanciert werden, dass die Wendesäule entlastet und das Halsband von Zugspannungen enthoben wird, nebstdem das Thor ausgeflösst und frei schwimmend fortgeschafft werden kann. Auch diese Thore kommen nur bei Seeschleusen von grosser Weite zur Anwendung.

Taf. 10, Fig. 10—10 c. Drehpontons der Ostschleuse zu Tancarville (Kanal Havre-Tancarville). Dieselben dienen für eine Durchfahrtsweite von 16,0 m und haben in der Höhe des niedrigsten Wasserstandes ein wasserdichtes Deck, unter welchem der für die Stabilität erforderliche Wasserballast eingebracht ist, während der Raum über diesem Deck durch zwei mit Ventilen verschliessbare Röhren R und R_1 mit dem Oberwasser in Verbindung gesetzt werden kann, und wird hier so viel Wasser eingelassen, als zur Erhaltung des Pontons in der richtigen Höhe erforderlich ist. Die Wendesäule besteht aus einem vertikalen Blechkasten von 2,25 m und 0,7 m Breite, welcher oben den Halszapfen von 0,8 m Durchmesser und unten die Pfanne für den Fusszapfen trägt.

Wie aus dem Lageplan Fig. 10 c zu ersehen, sind hier für wechselnde Wasserstände zwei nach entgegengesetzten Richtungen schliessende Pontons in Anwendung (AdP. 1892, I, S. 710).

Taf. II, Fig. 1—1 c. Drehponton in Dundee. Dieses Ponton wird sowohl zur Absperrung der Einfahrt zum Camperdown-Dock, der Verbindungsschleuse dieses Dockbassins mit dem Victoria-Dock, als auch des im letzteren Bassin liegenden Trockendocks angewendet. Der Körper des 18,9 m langen, 8,84 m hohen und 3,85 m breiten Pontons besteht aus einem im Querschnitt rechteckigen und in der Ansicht trapezförmigen Kasten aus Eisenblech, mit flachem Boden und einer Anzahl Zwischenböden, wodurch der Raum in mehrere Kammern abgeteilt ist. Es ist um eine nahe an einem Ende befindliche Achse drehbar gemacht und legt sich im geöffneten Zustand in eine Mauernische (Fig. 1 c). Die Achse besteht aus zwei in das Mauerwerk eingelassenen Krampen *A* und zwei am Ponton angenieteten Ösen, durch welche ein starker Bolzen *B* mit Kopf von oben gesteckt ist.

Beim Ponton in der Einfahrt in das Camperdown-Dock sind die unter Niederwasser liegenden Kammern als Luftkammern ausgeführt, deren unterste so viel Wasserballast aufzunehmen haben, dass das Ponton gerade noch einen geringen Auftrieb besitzt. Über den Luftkammern liegt eine in drei Querabteilungen getrennte weitere Kammer, in welche von der Dockseite aus durch kleine Schützen Wasser eingelassen werden kann, um das vor die Öffnung gelegte Ponton beim Eintritt der Ebbe senken, und so einen dichten Verschluss herstellen zu können.

Das hier abgebildete Ponton für das Trockendock ist über dem Luftkasten einhäutig und hat die Räume *DD* als Ballastkammern und *LLL* als Luftkammern, während über *L* das Wasser freien Zutritt hat. *M* ist ein Schacht für den Einstieg in die Luftkammern. Der Ballast ist so ausgeglichen, dass das Ponton eben auf dem Grund aufsteht. Soll es gehoben werden, so werden die an den beiden Langseiten liegenden Luftkästen *K* mittels der Schraubenspindeln und des Drehbaums *H* in das Wasser gedrückt (DB. 1889, S. 605).

Frei schwimmende Pontons.

Schleusenthore in Form von frei schwimmenden Pontons sind von gleicher Art wie die Drehpontons und unterscheiden sich von denselben nur dadurch, dass sie keine feste Wendesäule haben, daher vollkommen frei schwimmend sind. Hierdurch ist zwar der Vorteil erreicht, dass die Möglichkeit von Verbiegungen der Drehachse entfällt, wogegen aber die Handhabung und das genaue Anlegen an die Mündung erschwert ist. Es sind daher diese Thore weniger geeignet dort, wo der Thorschluss oft wiederholt werden muss, wie dies bei Schleusen der Fall ist, wogegen sie bei Trockendocks mehr am Platze sind, wo sie auch meistens nur angewendet werden.

Taf. II, Fig. 2. Freischwimmendes Ponton bei der Schleuse der zweiten Hafeneinfahrt zu Wilhelmshaven. Dieses Thor ist wie das vorgenannte Schiebethor der grossen Kaiserschleuse in Bremerhaven am Binnenhaupt der Schleuse in Anwenduug. Das Einsetzen desselben geschieht durch anbogsieren über die Falze und darauf folgendes Versenken mittels Wasserballast. Zu dem Zwecke hat das Ponton auf ungefähr halber Höhe ein wasserdichtes Zwischendeck und unmittelbar über demselben ein Einlassrohr, welches mittels Klappventil verschliessbar ist. Durch unterhalb angebrachten Betonballast ist das Ponton so viel versenkt, dass das Zwischendeck in der Höhe der äusseren Wasserfläche liegt. Hierdurch ist es nun möglich das Ponton in einfacher Weise, durch blosses Füllen eines unter dem oberen Deck angebrachten kleinen Wasserbehälters *b* (etwa mittels Schlauch *a* von einer

Wasserleitung) zu versenken und umgekehrt durch Entleeren jenes Behälters wieder zu heben. Wird nämlich das Ventil am Einlassrohr zum Zwischendeck geöffnet und der Behälter *b* gefüllt, so hat dies ein kleines Sinken des Pontons, und damit das Eindringen einer gewissen Wassermenge in den Raum über dem Zwischendeck zur Folge. Dies bedingt aber ein weiteres Belasten bezw. Sinken des Pontons, was so lange fortgeht, bis es unten aufsitzt. Wird dann umgekehrt der Behälter *b* durch Abzapfen des Wassers entleert, so hat diese Entlastung ein kleines Heben und ein Ausfliessen von Ballastwasser, dieses wieder eine Entlastung und ein Heben u. s. w. zur Folge, bis alles Ballastwasser ausgeflossen, bezw. das Ponton vollends empor gestiegen ist (HZ. 1891, Bl. 19).

e. Besondere Schleusen-Konstruktionen.

Doppelschleusen.

Die Doppelschleusen (Zwillingsschleusen) bestehen aus zwei neben einander befindlichen Kammerschleusen gewöhnlicher oder besonderer Art, behufs Erhöhung der Leistungsfähigkeit der Schleusenanlage gegenüber einer einfachen Kammerschleuse. Die beiden Schleusen können gleich gross, oder von verschiedener Grösse und die beiden Kammern entweder ganz unabhängig von einander sein, oder mit einander so in Verbindung gesetzt werden, dass behufs Wasserersparnis bei passender Gelegenheit die eine Kammer teilweise in die andere entleert werden kann.

Taf. II, Fig. 3—3 c. Neuere Doppelschleuse der Escarpe-Kanalisierung bei Douai. Die beiden Kammern haben gleiche Abmessungen und sind bei 6 m Weite, 2,5 m Wassertiefe und 4,2 m Gefälle mit einflügeligen Dreh-Thoren mit eisernem Rahmen und Bohlenbekleidung versehen (vergl. Taf. 6, Fig. 12—12 c). Die Füllung geschieht durch Umläufe mit Stichkanälen. Die Bewegung der Thore geschieht mittels Zahnbögen (Fig. 3 b), welche durch ein mittels Turbine getriebenes Zahnradsystem bewegt werden. Der Turbinenkanal befindet sich in der Mittelmauer zwischen den beiden Schleusen und ist in Fig. 3 c ersichtlich (AdP. 1886, II, Pl. 37-38).

Die Schleusen des Nord-Ostsee-Kanals sind derartige Doppelschleusen mit gleichen Kammern (vergl. Taf. 8, Fig. 5).

Doppelschleusen mit ungleich grossen Kammern sind beispielsweise beim Canal St. Denis in neuerer Zeit angelegt worden (vergl. Taf. 3, Fig. 9-9 a—Taf. 12, Fig. 4).

Schleusen mit besonderen Kammerformen.

» » Fig. 4. Schleuse mit veränderlicher Kammerlänge, wobei im Unterhaupt zwei nach derselben Richtung kehrende Thore I′ und I″ vorhanden sind, von welchen je nach der Schiffslänge das eine oder das andere zur Anwendung kommt.

» » Fig. 5. Hafenschleuse in Dünkirchen mit veränderlicher Kammerlänge. Diese grossartige Schleusenanlage ist bereits früher erwähnt worden (vergl. Taf. 2, Fig. 15—Taf. 4, Fig. 6—GC. 1897 I, Pl. VI, S. 85).

Zu dieser Art gehören auch die früher besprochenen Schleusen der Main-Kanalisierung (vergl. Taf. 2, Fig. 5).

» » Fig. 6. Schleuse mit Kammer für zwei Schiffe neben einander bei einschiffiger Thorweite. Hierher gehören beispielsweise auch die Schleusen des Elbe-

Travekanals (vergl. Taf. 5, Fig. 4) und die Grosse Kaiserschleuse in Bremerhaven (vergl. Taf. 4, Fig. 4).

Es giebt auch Schleusen mit Kammer für mehrere Schiffe (Kesselschleusen).

Taf. II, Fig. 7. Trapezförmige Kopfschleuse zu Bromberg, wobei Ober- und Unterthor am selben Ende der Kammer liegen. Hiedurch können die Schiffe geschützt gegen die Strömung der Brahe ein- und auslaufen (CBl. 1885, N:o 7).

» » Fig. 8. Runde Kopfschleuse in Apremont zwischen dem Allier-Fluss und dem Seitenkanal der Loire (CBl, 1885, N:o 7).

» » Fig. 9. Trapezförmige Weichenschleuse bei Aigues-Mortes mit gemeinsamer Kammer für den Kanal von Beaucaire und den von demselben abzweigenden Kanal von Bourgidou (CBl. 1885, N:o 7).

» » Fig. 10. Runde Wendeschleuse in Bezier (CBl. 1885, N:o 7).

» » Fig. 11. Kreuzungs- und Wendeschleuse mit 4 Häuptern in Dünkirchen, als Ausgangspunkt von vier Kanälen (CBl. 1885, N:o 7).

Schleusen mit Flutthoren und mit Flut- und Ebbe-Thoren.

» » Fig. 12—12 b. Kammerschleuse mit Flutthor in Breslau (Grossschiffahrtsweg in der Oder). Diese in den Jahren 1895—97 erbaute Schleuse ist auf der Seite des Unterhauptes gegen das Hochwasser auf eine Länge von 24,24 m um 2,38 m höher geführt, als der übrige Teil und hat im Unterhaupte ein den anderen Stemmthoren entgegengesetztes Flutthor eingebaut. Durch dieses Thor wird bei höheren Wasserständen auf der Unterwasserseite die Schleuse für den Durchgang der Schiffe abgesperrt, und findet dann der Verkehr ausserhalb derselben statt.

Die Schleuse ist auf Beton zwischen Spundwänden gegründet und besteht aus Bruchsteinmauerwerk mit Schichtsteinverblendung, die Sohlen der Häupter, Füllkanäle u. s. w. aus Klinkermauerwerk, die Drempel und vortretenden Kanten aus Granit-Werksteinen, die Wendenischen aus Gussstahlplatten. Vor dem Unterhaupte ist ein 8,0 m breites Sturzbett aus Beton angeordnet (ZfB. 1900, Statistik d. Bauten, S. 18—vergl. CBl. 1898, S. 5).

Es giebt auch derartige Schleusen, wobei das Flutthor ausserhalb der Kammer liegt (vergl. ZfB. 1874), welche Anordnung den Vorteil hat, dass auch die Thorkammer vom Hochwasser abgeschlossen und geschützt ist, wogegen aber hierbei die Kammerlänge kleiner wird.

» » Fig. 13. Schleuse mit Flut- und Ebbe-Thoren. Diese Schleusen werden an Stellen angewendet, wo der höhere Wasserstand abwechselnd auf beiden Seiten vorkommen kann, weshalb jedes Haupt mit zwei entgegengesetzt gerichteten Stemmthoren versehen ist, von denen je nach dem Wasserstand immer nur das eine oder das andere zur Anwendung kommt. Dem Namen nach werden solche Thore hauptsächlich dort benutzt, wo sich Flut und Ebbe geltend machen, wiewohl sie auch an anderen Stellen vielfach zur Anwendung kommen (vergl. Taf. 8, Fig. 3 c und die folgenden Beispiele).

» » Fig. 14. Zweite (neue) Hammerbrookschleuse in Hamburg. In dem tief gelegenen Marschgebiet des Hammerbrook befindet sich ein Kanalnetz von 2 m Wassertiefe, welches mit der Elbe durch drei Schleusen in Verbindung steht (Eisenbahnschleuse, erste und zweite Hammerbrookschleuse). Letztere (eröffnet 1889) ist eine Doppelschleuse mit Mittelbassin. Da der Wasserstand der Hammerbrookkanäle auf einer bestimmten Höhe gehalten werden muss, so bestehen mit Rücksicht auf die Wasserstandsveränderungen der Elbe die Hammerbrookschleusen aus zwei Kammerschleusen vor, und zwei einhäuptigen Stauschleusen hinter dem Bassin, deren Häupter sämtlich mit Flut- und Ebbethoren versehen sind, nebstdem die Aussenhäupter der Kammerschleusen noch je ein Sperrthor (Sturmthor)

enthalten. Es bestehen daher bei dieser Schleusenanlage insgesamt 14 Thorpaare (Hamburg u. s. Bauten 1890, S. 354).

Von gleicher Art sind auch die vorher besprochenen Schleusen des Nord-Ostsee-Kanals, wobei auch das Sperrthor ein Flut- und Ebbethor ist (s. Taf. 8, Fig. 5).

Taf. 11, Fig. 15—15a. Kammerschleuse zu Wilsterau, mit umgekehrten Flut- und Ebbethoren. Diese mit dem Nord-Ostsee-Kanal in Verbindung stehende Schleusenanlage ist auch dadurch bemerkenswert, dass dabei eine selten benutzte Gründungsart (liegender Rost mit Betonschüttung) zur Anwendung gekommen ist (ZfB. 1898, Bl. 5).

Kuppelschleusen (Schleusentreppen).

Diese Anlagen bestehen aus einer Reihe von an einander geschobenen Kammerschleusen, so dass das Unterhaupt jeder derselben zugleich Oberhaupt der folgenden ist.

Taf. 11, Fig. 16—16a. Kuppelschleuse im Saima-Kanal in Finnland. Es giebt bei diesem Kanal acht derartige Schleusen mit je zwei und drei Kammern (AB. 1889).

Im Trollhätta-Kanal in Schweden giebt es beispielsweise Kuppelschleusen mit sechs Kammern.

Schachtschleusen.

Die Schachtschleusen sind Kammerschleusen bei denen der Abschluss der Kammer am Unterhaupt teils aus einer festen Wand (gemauert oder Felswand), teils aus einem beweglichen Thor von nur so grosser Höhe besteht, als für die Durchfahrt der Schiffe unter der festen Wand erforderlich ist. Hierdurch erwächst der Vorteil, dass die Höhe des Unterthors unabhängig ist vom Gefälle und dass dieses Thor mit dem oberen Rahmenstück an der festen Wand ebenso eine Stütze findet, wie das untere am Drempel, wodurch bei dieser Anordnung viel grössere Gefälle möglich sind, als bei gewöhnlichen Kammerschleusen. Gegenüber den letzteren haben aber die Schachtschleusen den Nachteil eines grösseren Wasserverbrauchs.

Taf. 11, Fig. 17. Erste Schachtschleuse, ausgeführt von Polhem im Trollhätta-Kanal in Schweden (1748—55). Dieselbe ist ganz im Felsen ausgesprengt, so dass die feste Wand am Unterhaupt aus einer Felswand besteht. Es ist dies die mittlere von drei derartigen Schleusen, welche in dem ursprünglich längs der Trollhätta-Wasserfälle geführten Kanal zur Ausführung kamen (ZfB. 1886, S. 62).

Taf. 12, Fig. 1. Längenprofil der letzgenannten Linie des Trollhätta-Kanals. Hierbei war für die unterste dieser drei Schleusen die Anlage eines Wehres von ca. 10 m Höhe erforderlich. Da dieses Wehr noch vor Inbetriebsetzung dieser Strecke des Göta Elf-Kanals durch ein Hochwasser zerstört wurde, sah man sich veranlasst diese Linie aufzugeben und dieselbe durch den bestehenden Seitenkanal zu ersetzen, wobei anstatt der Schachtschleusen grossartige Schleusentreppen zur Anwendung kamen (ZfB. 1900, Bl. 53).

Die einzige bisher im Betrieb befindliche Schachtschleuse ist die in neuerer Zeit ausgeführte, später besprochene Schleuse des Kanals St. Denis in La Villette bei Paris (vergl. Taf. 12, Fig. 4).

f. Einrichtungen zur Wasserersparnis bei Kammerschleusen.

Sparbecken.

Die Sparbecken sind Seitenbecken in welche ein Teil des abzulassenden Füllwassers der Kammer abgezapft wird, um bei der nächsten Kammerfüllung wieder zur Anwendung zu kommen. Es giebt Schleusen mit einem einzigen oder mit mehreren Sparbecken.

Schleusen mit einem Sparbecken.

Taf. 12, Fig. 2. Querschnitt einer Schleuse mit einfachem Sparbecken. Die Kammer K und das Sparbecken B stehen durch ein Schütz S mit einander in Verbindung. Soll die Kammerfüllung abb_3a_3 entleert werden, so wird zuerst das Schütz S geöffnet, infolge dessen in das Sparbecken so lange Wasser abfliessen wird, bis die Wasserflächen a_1b_1 in der Kammer und cd im Sparbecken gleich hoch stehen, und der abgeflossene Teil I $= abb_1a_1$ gleich ist der Beckenfüllung cdd_1c_1. Dann wird das Schütz wieder geschlossen und der übrige Teil der Kammerfüllung $a_1b_1b_3a_3$ in die untere Haltung abgelassen. Bei der nächsten Kammerfüllung wird dann zuerst das Schütz S geöffnet und der Inhalt des Sparbeckens in die Kammer entleert, so dass $cdd_1c_1 = a_2b_2b_3a_3 =$ III und nur der obere Teil I + II $= abb_2a_2$ vom Oberwasser hinzugefüllt zu werden braucht.

Ist daher hier $aa_3 = H$ das Gefälle der Schleuse, F die Grundfläche der Kammer und h die Höhe der in das Becken ablaufenden bezw. ersparten Wasserschicht I, sowie F_1 und h_1 bezw. die Grundfläche und Wassertiefe des Sparbeckens, so ist:

$$Fh = F_1h_1 = F_1(H - 2h),$$

$$h = \frac{F_1}{F + 2F_1} H.$$

Daher für

$$F_1 = F \text{ die Ersparnis } h = \tfrac{1}{3} H = 0{,}33\, H$$

$$F_1 = 2F \qquad h = \tfrac{2}{5} H = 0{,}40\, H$$

— — —   — — — — — —

$$F_1 = \infty \qquad h = \frac{1}{\frac{F}{F_1} + 2} H = \tfrac{1}{2} H = 0{,}50\, H.$$

Es nehmen daher bei einem einzigen Sparbecken die Grösse, bezw. die Kosten desselben in viel grösserem Verhältnis zu, als die zu ersparende Wassermenge und könnte erst bei unendlich grosser Beckenfläche die Hälfte der Kammerfüllung erspart werden. Derartige Schleusen sind aus den folgenden zwei Beispielen zu ersehen.

Taf. 12, Fig. 3. Schleuse des Elbe-Trave-Kanals mit Sparbecken (Krummesser Schleuse). Hier ist die Grundfläche des Beckens ungefähr doppelt so gross wie jene der Kammer, daher die Wassersparnis 40 % (vergl. Taf. 5, Fig. 4— ÖZ. 1900, S. 610).

» » Fig. 4—4 i. Doppelschleuse mit Sparbecken im Kanal St. Denis

in La Villette bei Paris. Es ist dies eine Schachtschleuse (die einzige bestehende) mit zwei Kammern von bezw. 5,2×38,5 und 8,2 m × 48,9 m Breite und nutzbarer Länge, sowie 9,92 m Gefälle und 3,2 m Drempeltiefe, zwischen welchen Kammern sich zwei durch eine Scheidemauer von einander geschiedenen Sparbecken von gleicher Grundfläche wie die zugehörige Kammer befinden.

Die Absperrung der Kammern geschieht am Oberhaupt durch ein einflügeliges Drehthor mit eisernem Gerippe und Bohlenbekleidung und am Unterhaupt durch ein ebensolches Thor und eine gemauerte Wand von 4 m Höhe. Die Thore werden mittels Zahnbogen und Turbinenkraft in Bewegung gesetzt. Zur Füllung der Kammern bestehen für jede derselben in der inneren Seitenwand ein oberer und ein unterer Umlaufkanal a und b, von denen ersterer vom Oberwasser ausgeht und am unteren Ende der Schleuse in den Turbinenschacht T mündet (Fig. 4 c). Derselbe steht durch die Schächte F und A mit dem unteren Umlaufkanale b in Verbindung, welche Schächte durch die in Taf. 5, Fig. 3 ersichtlichen Cylinderventile geschlossen sind. Der Umlaufkanal b wieder steht durch mehrere Stichkanäle c (Fig. 4 d) mit der Kammer und durch die Cylinderventile E mit dem Entleerungskanal b_1 in Verbindung. Der Turbinenschacht T ist gleichfalls mit einem Cylinderventil versehen.

Mit dem Sparbecken steht der untere Umlaufkanal b mittels der schiefen Kanäle d (Fig. 4 b) in Verbindung, welche durch die Cylinderventile S geschlossen sind, deren Anordnung aus Taf. 5, Fig. 2 zu ersehen ist. Dieselben erhalten teils äusseren teils inneren Druck, je nachdem das Sparbecken gefüllt oder leer ist.

Diese Schachtschleuse wurde entsprechend den vergleichenden Längenprofilen Fig. 4 h & 4 i an Stelle von früher bestandenen zwei Kuppelschleusen angelegt und kostete 1,400,000 Rmk (AdP. 1893—ZfB. 1896).

Schleusen mit mehreren Sparbecken.

Man kann eine grössere Wasserersparnis erreichen, bei Anwendung mehrerer Sparbecken, welche in der Art angebracht sind, dass nach Füllung des einen, von dem übrig bleibenden Wasser das folgende gefüllt wird. Es muss daher jedes folgende Becken entsprechend tiefer liegen, wie aus der folgenden Darstellung zu ersehen ist.

Taf. 12, Fig. 5—5 a. Schleuse mit mehreren Sparbecken, Fig. 5 vor der Füllung der Becken und Fig. 5 a vor der Entleerung derselben.

Bezeichnet hier wieder F die Grundfläche und H das Gefälle der Kammer, h die Höhe der in ein Becken abzuzapfenden Wasserschicht, sowie F_1 die Grundfläche, h_1 die Füllhöhe und n die Anzahl der Becken, so ist:

$$Fh = F_1 h_1$$

und entsprechend Fig. 5

$$H = (n+1)\,h + h_1 = (n+1)\,h + \frac{F}{F_1}\,h, \text{ daher}$$

$$h = \frac{F_1 H}{(n+1)\,F_1 + F}$$

und die der Ersparnis entsprechende Höhe

$$z = hn = \frac{nF_1}{(n+1)\,F_1 + F}\,H.$$

Es beträgt daher für $F_1 = F$, die Ersparnis $z = \frac{n}{n+2} H$,

daher für $n = 1$, $z = \frac{1}{3} H = 0{,}33\, H$

» $n = 2$, $z = \frac{1}{2} H = 0{,}50\, H$

» $n = 3$, $z = \frac{3}{5} H = 0{,}60\, H$

» $n = 4$, $z = \frac{2}{3} H = 0{,}66\, H$

— — — — — —

Für $F_1 = 2F$ ergiebt sich $z = \frac{2n}{2n+3} H$,

demnach für $n = 1$, $z = \frac{2}{5} H = 0{,}40\, H$

» $n = 2$, $z = \frac{4}{7} H = 0{,}57\, H$

» $n = 3$, $z = \frac{2}{3} H = 0{,}66\, H$

» $n = 4$, $z = \frac{8}{11} H = 0{,}73\, H$

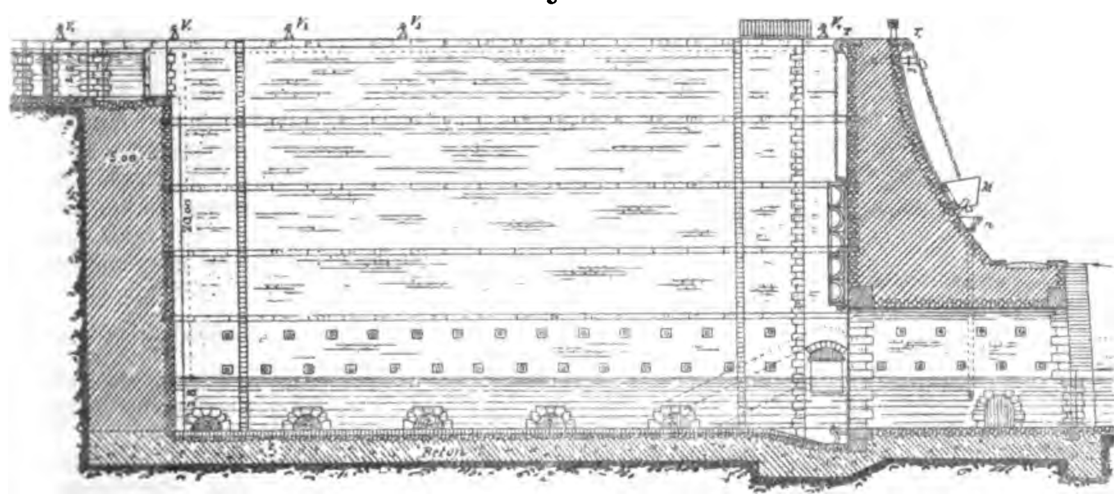
— — — — — —

Die folgenden zwei Beispiele zeigen Schleusen dieser Art.

Taf. 12, Fig. 6—6 b. Schleuse mit zwei Sparbecken am belgischen Canal du Centre (TFF. 1886—TT. 1889, Pl. 17-18).

Schachtschleuse für 20 m Gefälle mit Sparbecken in den Seitenmauern, nach dem Entwurf von Fontaine. Diese in den nachstehenden Textfiguren 8—8 b ersichtliche Schleuse wurde entsprechend den französischen Vorschriften für Normalschleusen bei Hauptkanälen entworfen, nämlich mit 38,0 m nutzbarer Länge, 5,2 m Breite und 2,6 m Drempeltiefe, bei 20 m Gefälle.

Fig. 8.



Für den Abschluss der Kammer wurde am Oberhaupt ein zweiflügeliges Stemmthor gedacht, während am Unterhaupt der Abschluss teils aus einer gemauerten Wand von 16,6 m Höhe, teils aus einem nach Art der Zugschützen vertikal aufzuziehenden Thor bestehen sollte, dessen Gewicht durch einen mit Wasserballast zu füllenden Rollwagen *M* ausbalanciert wird. Dies sollte in der Weise gesche-

hen, dass zum Aufziehen das Rollwagengefäss aus dem Leitungsrohr *m* gefüllt, zum Niedersenken aber dasselbe in den Trichter *n* entleert werden sollte.

Fig. 8 a.

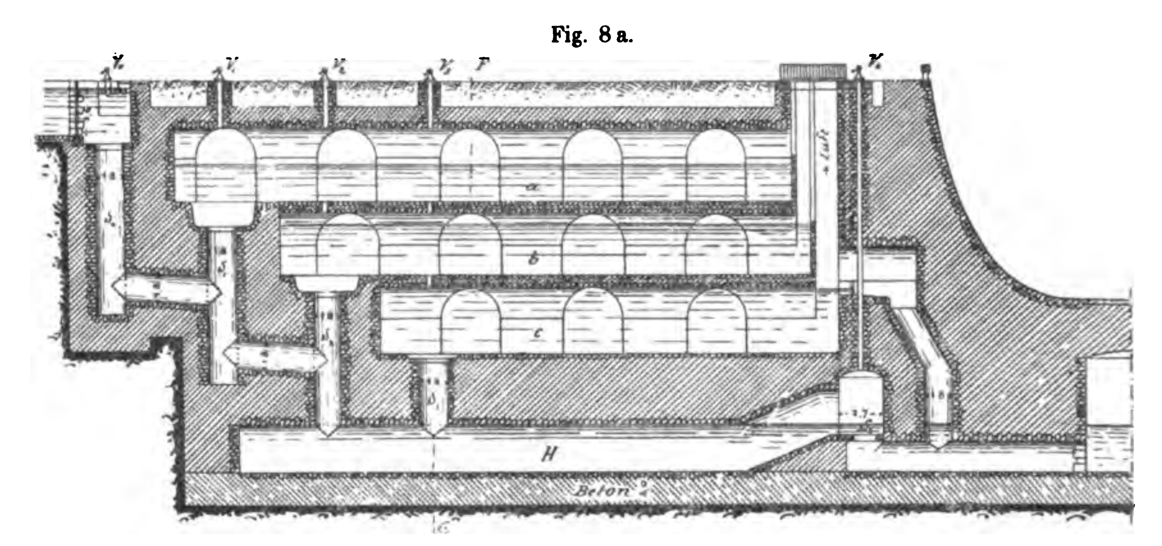
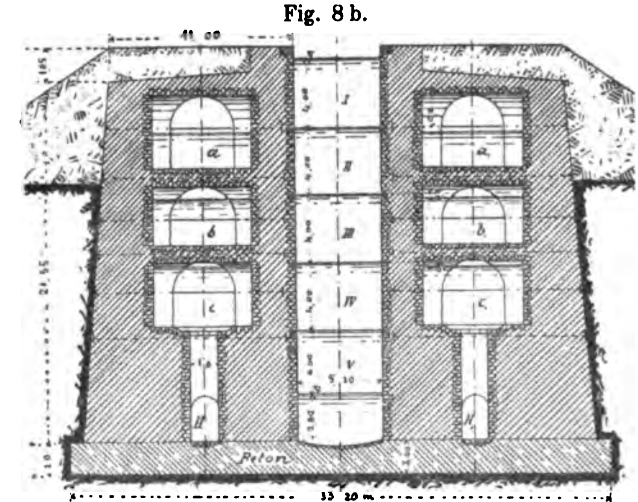


Fig. 8 b.



1:465
Schachtschleuse für 20 m Gefälle mit Sparbecken in den Seitenmauern.

Die Sparbecken *abc* und $a_1b_1c_1$ sind in den Seitenmauern als gewölbte Räume in drei Stockwerken untergebracht, und stehen durch vertikale Schächte $S_1S_2S_3$ mit den Umlaufkanälen H und H_1 in Verbindung, welche wieder durch vier halbkreisförmige Stichkanäle in die Kammer ausmünden. Für den Verschluss dieser Schächte sollten Cylinderventile von der in Taf. 5, Fig. 3 dargestellten Art angewendet werden, deren Zugstangen zu den Aufzugapparaten $V_0V_1V_2V_3$ geführt sind.

Da hier die Grundfläche der beiderseitigen Behälter zusammengenommen gleich ist jener der Kammer, so beträgt nach Obigem für $n = 3$

$e = \frac{3}{5} H$, also die Ersparnis 60 %.

Nichts destoweniger ist aber der den übrigen 40 % entsprechende Wasserverbrauch von 1800 cbm noch beträchlich grösser, als bei einer entsprechenden Kuppelschleuse mit gleichem Gesamtgefälle.

Die Zeit für den Durchgang eines Schiffes sollte 17 bis 20 Minuten betragen. Die Anlagekosten wurden auf 900,000 Frcs. berechnet (ÖZ. 1891—TFF. 1895, S. 30).

Besondere Vorrichtungen zur Wasserersparnis.

Taf. 12, Fig. 7. Sparbecken mit Kolben von J. Nyssens-Hart, bestehend aus einem glockenförmigen Blechbehälter mit Presskolben. Je nachdem letzterer ge-

senkt oder gehoben wird, strömt das Wasser aus der Kammer in den Behälter oder zurück (HZ. 1888, S. 662).

Taf. 12, Fig. 8—8 b. Umlaufapparat von Caligny. Diese bei der Schleuse zu Aubois (Seitenkanal der Loire) angewendete Vorrichtung bezweckt eine teilweise Anwendung des Unterwassers zur Füllung der Kammer, sowie eine teilweise Entleerung der letzteren in das Oberwasser, unter Benutzung des Stosses von in Bewegung kommenden Wssermassen, ähnlich wie dies beim »hydraulischen Widder» der Fall ist. Zu dem Zwecke besteht die Anlage aus einem Umlaufkanal U, welcher am Oberhaupt unter dem Boden zweier gemauerten Behälter B und B_1 seinen Ausgang hat, und mit welchen Behältern er durch die mit den Cylinderventilen I und II geschlossenen Öffnungen in Verbindung steht, während er mit dem anderen Ende in der unteren Thornische ausmündet. Der Behälter B steht durch den Kanal K mit dem Oberwasser in unmittelbarer Verbindung, während der Behälter B_1 durch den offenen Graben G mit dem Unterwasser in Verbindung steht.

Soll nun die Kammer gefüllt werden, so wird vorerst durch Heben des Cylinderventils I der Umlauf U bezw. die Schleusenkammer mit dem Oberwasser in Verbindung gesetzt, wobei das Wasser im Umlaufkanal eine gewisse Geschwindigkeit erlangt. Wird nun das Ventil I geschlossen und II geöffnet, so wird dadurch der Umlaufkanal mit dem Graben G in Verbindung gesetzt, wodurch von den in Bewegung befindlichen Wassermassen aus dem Graben G Wasser angesaugt und nach der Kammer hin mitgerissen wird. Hierdurch wird die Kammer zu einem Teil aus dem Oberwasser, zum anderen Teil aus dem Unterwasser gefüllt. Sobald die Strömung im Umlaufkanal aufhört, wird das Ventil II geschlossen und I geöffnet und dasselbe Spiel so oft wiederholt, bis die Differenz der Wasserstände nicht mehr hinreicht, um im Umlaufkanal jene saugende Wirkung hervorzubringen. Alsdann wird das Ventil I dauernd gehoben und die Füllung der Kammer vollendet.

Beim Entleeren der Kammer wird umgekehrt zuerst das Ventil II geöffnet und durch den Graben G ein Strom nach dem Unterwasser zu erzeugt. Wird dann II plötzlich geschlossen und I geöffnet, so wird das in Bewegung befindliche Wasser des Umlaufkanals in den Behälter B und von hier in die obere Haltung ausströmen. Beim Aufhören dieser Bewegung wird I wieder geschlossen und II geöffnet und das vorige Spiel so oft wiederholt, als nech ein Emporströmen des Wassers in den Behälter B stattfindet, worauf erst der Rest ganz ausgelassen wird.

Durch diese beiden Operationen soll bei der Schleuse zu Aubois eine beläufige Totalersparnis von $\frac{1}{3}$ der Kammerfüllung erreicht werden, wovon auf jede der beiden Operationen ungefähr die Hälfte entfällt. Für jede der beiden Operationen sollen 7 bis 8 Spiele innerhalb eines Zeitraumes von 5 bis 6 Minuten genügen (AdP. 1880, Sept.—ÖW. 1886, N:o 5, S. 39).

g. Absperr- und Schutzvorrichtungen der Schleusen.

Behufs Trockenlegung der Schleusen bei erforderlichen Ausbesserungen werden dieselben an den Enden durch Fangedämme abgesperrt, welche in der Regel aus einer einfachen oder doppelten Dammbalkenwand bestehen. Zu dem Behuf sind die Schleusenwände an den Enden in früher besprochener Weise (S. 3) mit einfachen oder doppelten Dammfalzen versehen. Im letzteren Falle erhalten die Falze eine gegenseitige Entfernung von etwa 0,5 bis 1,0 m.[1]) Behufs

[1]) Es werden in Deutschland meistens doppelte, in Frankreich dagegen meistens einfache Dammbalkenfalze verwendet (vergl. Taf. 1, Fig. 1—4; Taf. 2, Fig. 6, Fig. 8; Taf. 3, Fig. 8; Taf. 11, Fig. 3 b und Taf. 2, Fig. 3, Fig. 5; Taf. 3, Fig. 5—7).

grösserer Dichtigkeit wird bei einfacher Balkenwand wohl auch ein Erddamm vorgelegt und bei doppelter Wand Erde dazwischen gestampft. Bei grösserer Weite und grösserer Wassertiefe werden die Balkenwände mittels Streben verspreizt, welche sich gegen die Sohle und die Wände der Schleuse stützen.

In neuerer Zeit sind statt der gewöhnlichen hölzernen Dammbalken auch solche aus Eisen zur Anwendung gekommen, wie aus dem folgenden Beispiel zu ersehen.

Bei grösseren Schleusen werden zu gleichem Zwecke auch frei schwimmende Pontons benutzt, welche in die Falze niedergesenkt, oder gegen die Schleusenmündung angelegt werden. Dies ist beispielsweise der Fall bei den Schleusen des Nord-Ostsee-Kanals (vergl. ZfB. 1898, S. 721).

Taf. 13, Fig. 1—1 b. Schutz- und Absperrvorrichtung der Schleuse in Nussdorf bei Wien (vergl. Taf. 2, Fig. 16). Es sind dies eiserne Einschubbalken nebst Vorrichtung für deren Transport, Senken und Heben in den Falzen, welche Balken sowohl zum Schutz der Schleuse gegen den Eisgang der Donau, als auch bei allfälligen Ausbesserungen derselben zur Anwendung kommen (ÖZ. 1897, Taf. XV).

B. Schiffshebewerke.

Die Schiffshebewerke (Schiffselevatoren, Ascensoren, Trogschleusen) sind eine Art Schleusen mit beweglichen Kammern, bestehend aus einem oder zwei wassergefüllten Kästen (Trögen), in welchen die Schiffe zwischen den beiden Haltungen in vertikaler Richtung auf und nieder befördert werden. Hierbei sind die Tröge entweder als Doppelkästen an über Kettenscheiben laufenden Ketten aufgehängt, oder vom Kolben je einer hydraulischen Presse getragen (Hydraulische Hebewerke), oder als einfache Kästen von Schwimmern getragen, welche in wassergefüllten Brunnen eingetaucht sind (Schwimmer-Hebewerke).

I. Hebewerke mit aufgehängten Doppelkästen.

Taf. 13, Fig. 2—2a. Schiffshebewerk im Great-Western-Kanal (Verbindung zwischen der Themse und dem Severn). Dieses im Jahre 1838 ausgeführte Hebewerk ist das erste Bauwerk dieser Art, hat ein Gefälle von 14,02 m und dient zur Beförderung von Schiffen von ungef. 8 Tonnen Tragfähigkeit und einer grössten Länge, Breite und Tauchungstiefe von bezw. 7,93 × 1,98 × 0,69 m. Die beiden Tröge K und L bestehen aus Holz und sind ebenso wie die Kanalhaltungen an den Enden mittels Zugschützen geschlossen. Die Aufhängung geschieht durch drei Ketten J, welche über die Scheiben H laufen. Nachdem das Gewicht des aufgenommenen Schiffes gleich ist jenem des verdrängten Wassers, so verbleibt das Gesamtgewicht des Troges immer dasselbe, ob sich in demselben ein Schiff befindet oder nicht, weshalb es für das Gleichgewicht gleichgiltig ist, ob sich beim Emporsteigen eines Schiffes im anderen niedersteigenden Troge auch ein Schiff befindet oder nicht. Um auch das beiderseitige Gewicht der Aufhängeketten auszugleichen, sind unter dem Boden der Tröge ebensolche Ketten P angehängt, welche vom emporsteigenden Kasten mitgenommen werden.

Zur Bewegung der Tröge erhält der abwärtzgehende ein Übergewicht von etwa 1 t, welches dadurch erhalten wird, dass man den aufsteigenden Kasten immer mit seiner Wasserfläche um etwa 5 cm tiefer anhält, als jene der oberen Haltung. Dieser Wasserüberschuss wird dann in die untere Haltung abgelassen. Dies ist jedoch nicht der Wasserverbrauch der Anlage, sondern nachdem hier beladene Schiffe nur abwärtz und leere aufwärtz befördert werden, so besteht hier das eigentümliche Verhältnis, dass bei jeder Schleusung wenigstens 6 Tonnen Wasser von der unteren in die obere Haltung befördert werden. Die Bewegung der Tröge wird mittels einer Bremsvorrichtung N geregelt. Die Dauer der Durchschleusung beträgt 3 Minuten.

Bei den Hebewerken dieser Art sind die beweglichen Teile einer starker Abnut-

zung ausgesetzt, nebstdem dabei ein gleichmässiger stossfreier Gang schwer zu erreichen ist. Es haben daher Hebewerke dieser Art auch keine weitere Verwendung gefunden (Hg.—Ch.—Bck.—Hdl.—Zdl. 1896, S. 64).

Hydraulische Hebewerke.

Diese Hebewerke bestehen gleichfalls aus zwei Trögen, von welchen der eine auf- und der andere niedergeht. Dieselben werden vom Kolben je einer hydraulischen Presse getragen und halten einander dadurch im Gleichgewicht, dass die beiden Cylinder durch ein Rohr mit einander in Verbindung stehen, so dass beim Niedergang des einen Kolbens das von demselben verdrängte Wasser in den anderen Cylinder übergeht und dort den Kolben hebt. Zur Bewegung erhält auch hier der abwärtz gehende Trog ein Übergewicht durch eine Wasserschicht von entsprechender Höhe.

Die erste Anlage dieser Art wurde im Jahre 1875 zu Anderton bei Manchester durch Edvin Clark und Sydengham Duer zur Verbindung des Weaver-Flusses mit dem Trent-Mersey-Kanale erbaut. Das Gefälle beträgt dort 15,35 m und werden in den aus Blech und Walzeisen bestehenden Trögen Schiffe bis zu 22,85 × 4,75 × 1,37 m Länge, Breite und Tiefgang und bis 100 t Tragfähigkeit aufgenommen. Der nieder gehende Trog sinkt hier in das Wasser der unteren Haltung. Die Bewegung der Tröge geschieht zwischen seitlichen Führungen, welche sich an den Enden der Tröge an besonderen Führungs-Türmen befinden.

Das Übergewicht des abwärtz gehenden Troges besteht hier aus einer Wasserschicht von 15 cm Höhe, entsprechend 15 t Gewicht. Nachdem aber der sinkende Kolben einen mit der Tauchungstiefe zunehmenden hydrostatischen Druck und der ins Unterwasser tauchende Trog den entsprechenden Auftrieb zu überwinden hat, so genügt für die untere Lage des Troges jenes Übergewicht nicht mehr, sondern wird wenn der Trog nicht mehr sinkt, der oben stehende Kolben abgesperrt und aus dem anderen Cylinder das Wasser abgelassen. Hierdurch wird dieser Trog zum Sinken gebracht, während der andere noch um 1,37 m durch Presspumpen und Akkumulatoren gehoben werden muss, was bei dieser Anlage einen verhältnismässig grossen Kraftaufwand bedingt.

Die Presscylinder bestehen aus gusseisernen Röhren von 952 mm innerem Durchmesser und 95 mm Wanddicke, welche durch äussere Flanschen mit einander verbunden sind. Die Kolben haben einen äusseren Durchmesser von 915 mm und sind aus gusseisernen Röhren mit inneren Flanschverbindungen zusammengesetzt.

Das gesamte zu hebende Gewicht beträgt 240 t und der Druck in den Pressen 37,2 Atm. Die Hebung dauert etwa 8 Minuten, während eine Kuppelschleuse von gleichem Gefälle etwa 1 $^1/_2$ Stunde erfordern würde. Die Herstellungskosten betrugen:

für die Eisenkonstruktion rd. . . .	Rmk.	600,000
» » Erdarbeiten, Fundamente etc.	»	400,000
Zusammen rd.	Rmk.	1,000,000.

Die Betriebskosten sollen pro Woche rd. 300 Mk. betragen (ÖZ. 1894, N:o 14—Zdl. 1896, S. 64).

Taf. 13, Fig. 3. Presscylinder nebst Kolben des Hebewerkes zu Anderton.

» » Fig. 4—4 d. Schiffshebewerk zu Les Fontinettes bei St. Omer im Kanal von Neuffossé in Frankreich. Bei dieser nach dem System von Clark in den Jahren 1880—88 ausgeführten Anlage beträgt das Gefälle 13,13 m, die

grösste Tragfähigkeit der Schiffe 300 t die Länge, Breite und Wassertiefe der Tröge K und K_1 bezw. 40,6 × 5,6 × 2,00 m, das Gesamtgewicht auf jeder Presse 800 t und der Betriebsdruck rd. 25 Atm. Für die Bewegung ist im niedergehenden Trog eine Überlast von rd. 42 t, hervorgebracht durch eine Wasserschicht von 24 cm Höhe, erforderlich. Die Tröge sinken hier in eine trockene Grube. Zur Ausgleichung des mit der Tauchungstiefe zunehmenden Auftriebes der Kolben, wurden zwei in seitlichen Türmen T_1 und T_2 (Fig. 4 a, 4 b) untergebrachte Wasserbehälter von gleichem Durchmesser und gleicher Höhe wie die Kolben errichtet, welche durch Gelenkrohre E mit den Trögen in Verbindung stehen. Da sich hierdurch das Wasser in den Behältern stets ebenso hoch stellt wie in den Trögen, so fliesst beim sinkenden Trog in denselben vom Wasserbehälter stets ebenso viel Wasser, als im Presscylinder vom Kolben verdrängt wird, während auf der anderen Seite aus dem Trog ebensoviel Wasser in den Behälter abfliesst, als vom Kolben nicht mehr verdrängt wird. Hierdurch erhalten die Kolben in jedem Augenblick von oben eine Überlast, welche gleich ist ihrem Auftrieb. Diese Türme dienen zugleich zur Führung der Tröge, zu welchem Zwecke sich zwischen den letzteren noch ein dritter Turm T_3 befindet.

Das Tragwerk der Tröge besteht aus zwei Blechträgern als Hauptträger, welche zugleich die seitlichen Begrenzungen des eigentlichen Wassertroges bilden, und aus einem Gerippe von Querträgern und sekundären Längsträgern, welche das Bodenblech des Wassertroges tragen und mittels welcher der Trog auf dem Kopf des Kolbens aufsitzt. Letzterer besteht aus gusseisernen Rohrstücken von 2,0 m Durchmesser, 2,18 m Länge und 75 mm Wanddicke (Fig. 4 d), welche mittels innerer Flanschen mit einander verbunden sind, während die Presscylinder aus einem gusseisernen Mantel von 2,06 m innerem Durchmesser und 100 mm Wanddicke bestehen, welcher aus Stücken von 2 m Länge mit äusseren Flanschen zusammengesetzt ist. Dieser Gusseisenmantel ist noch von einem Stahlmantel umschlossen, bestehend aus Stahlringen von 260 mm Höhe und 35 mm Dicke. Die beiden Cylinder stehen am oberen Ende durch ein Rohr R (Fig. 4 c) mit einander in Verbindung, welches durch einen Schieber F absperrbar ist.

Die Schleusungsdauer beträgt hier 12 Minuten. Die Herstellungskosten betrugen:

für die Eisenkonstruktion und Maschinen . .	Rmk.	700,000
» » Erdarbeiten, Mauerwerk, etc. . . .	»	650,000
Zusammen rd.	Rmk.	1,350,000

(ZdI. 1883, S. 338—1886, S. 315—1890, S. 280—1896, N:o 3—Mm. 1883, Pl. 59-62—NA. 1888—1889, Pl. 3-6—Engg. 1888, I, Feb. 24—DB. 1889, S. 369—1890, S. 623—CBl. 1891, S. 153—IFF. 1891, S. 50—ÖZ. 1894, N:o 14).

Taf. 13, Fig, 5. Schiffhebewerk zu La Louvière in Belgien; Anordnung des Presscylinders nebst Kolben. Dieses gleichfalls in den Jahren 1880—88 ausgeführte Hebewerk ist von gleicher Art wie das vorige, hat ein Gefälle von 15,397 m und Tröge von 43,2 × 5,80 × 2,40 m, für Schiffe von 360 t Tragfähigkeit. Das Gesamtgewicht auf jeder Presse beträgt 1050 t, der Betriebsdruck 34 Atm. und die Überlast rd. 30 cm Wasserhöhe, entsprechend rd. 75 t Gewicht.

Das Tragwerk besteht hier aus zwei Fachwerkträgern (Ständerfachwerk) als Hauptträger, zwischen welchen der aus Blech und Winkeleisen bestehende Wassertrog auf einem Gerippe von Quer- und Längsträgern eingelegt ist.

Der Kolben besteht aus gusseisernen Rohrstücken von 2,0 m Durchmesser, 2,8 m Länge und 70 mm Wanddicke, welche durch innere Flanschen mit einander verbunden sind, während der Presscylinder aus Stahlringen von 2,078 m innerem Durchmesser und 60 mm Wanddicke besteht, welche mit halber Spundung lose in einander greifen.

Die Schleusungsdauer beträgt auch hier 12 Minuten. Die Baukosten betrugen:

für die Eisenkonstruktion und Maschinen . .	Rmk.	370,000
» » Erdarbeiten, Mauerwerk etc.	»	360,000
Zusammen	Rmk.	1,140,000

(vergl. dieselben Quellen wie für Fig. 4—4 d).

3. Schwimmerhebewerke.

Die erste Idee zu einem derartigen Hebewerk stammt bereits aus dem 18. Jahrhundert, indem im Jahre 1794 den englischen Ingenieuren Rowland und Pickering das Patent zu einer s. g. Schwimmerschleuse erteilt wurde, deren Anordnung die nachfolgende war.

Taf. 13, Fig. 6. Schwimmerhebewerk von Rowland & Pickering, bestehend aus einem zur Aufnahme des Schiffes bestimmten Wasserkasten, welcher mittels eines Fachwerkgerüstes auf einem wasserdichten Luftkasten (Schwimmer) ruht, der in einem mit Wasser gefüllten Schacht (Brunnen) taucht, und durch ein entsprechendes Wasser-Übergewicht zum Sinken gebracht wird (Zdl. 1896, N:o 3).

Ferner wurde im Jahre 1883 vom französichen Ingenieur Seirig eine Kombination zwischen einem derartigen Schwimmerhebewerk und den hydraulischen Hebewerken der vorgenannten Art in Vorschlag gebracht, darin bestehend, dass der Wasserkasten sowohl von einem Presskolben von 1,15 m Durchmesser und 5 bis 6 Atm. Druck als auch von vier Schwimmern der vorgenannten Art getragen werden sollte. Durch diese Anordnung sollte bei ebenso grosser Leistungsfähigkeit wie jene der ausgeführten hydraulischen Hebewerke, ein grösserer Sicherheitsgrad, als bei den letzteren erreicht werden (Mm. 1883, Mai).

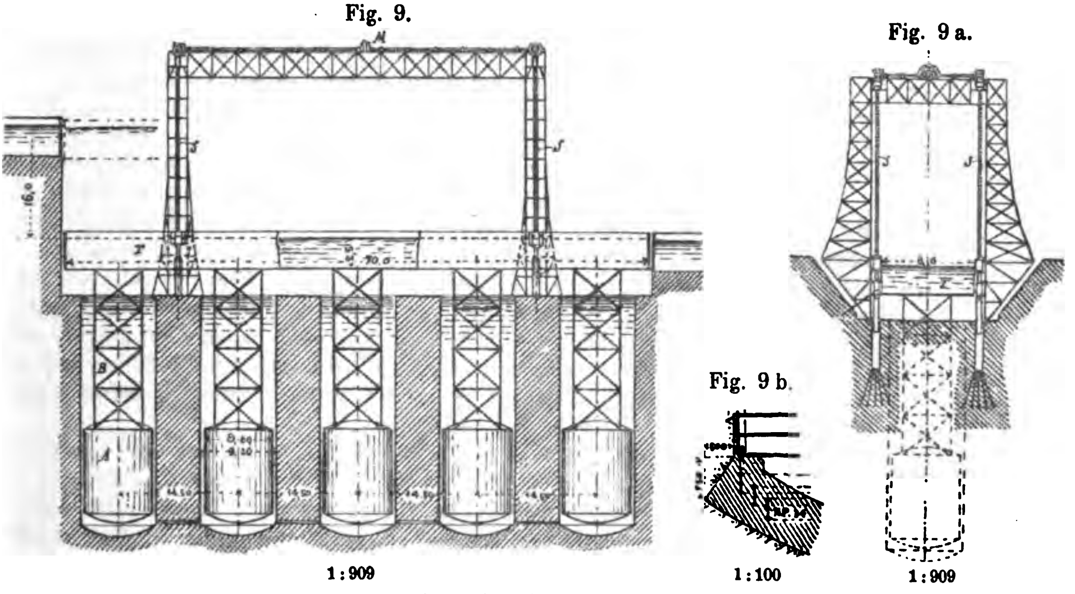
Schiffshebewerk bei Henrichenburg im Dartmund-Ems Kanal. Nachdem die bei den ausgeführten hydraulischen Hebewerken, erreichte Leistungsfähigkeit durch die Beförderung von Schiffen bis zu 360 t (Louvière), als das ungefähre Maximum angesehen werden kann, welches bei diesem System mit Rücksicht auf die Sicherheit der Pressen erreicht werden kann, so wurde für die erforderliche bedeutend grössere Tragfähigkeit des Hebewerkes zu Henrichenburg das Schwimmersystem gewählt.

Dieses in den Jahren 1894—97 erbaute Hebewerk hat ein Gefälle von 14 bis 16 m (je nach den Wasserständen) und dient zur Beförderung von Schiffen von 62,0 × 8,0 × 1,75 m bezw. Länge, Breite und Tiefgang und von 600 t Tragfähigkeit. Dasselbe besteht aus einem einzigen Trog T (Textfig. 9—9 a) von 68 × 8,6 × 2,5 m Länge, Breite und Wassertiefe, welcher von fünf in wassergefüllten Schächten (Brunnen) tauchenden cylindrischen Schwimmern A unter Vermittlung von Gerüstpfeilern B von rd. 17,90 m Höhe getragen wird. Die gesamte bewegte Last beträgt 3000 t, wovon etwa 800 t auf den Trog nebst Trägern und Pfeilern, 600 t auf die Schwimmer und 1600 t auf das Wasser im Troge entfallen.

Der Trog sinkt hier in eine trockene Grube vor der unteren Haltung.

Für die Abwärtzbewegung erhält der Trog eine Wasserüberlast von 5 cm Höhe. Um aber dessen Bewegung zu regeln und die wagrechte Lage aufrecht zu erhalten, sowie zum Schutz gegen Unfälle, sind hier vier Schraubenspindeln S zur Anwendung gekommen, deren Muttern am Troge befestigt sind, und welche unter Vermittlung von Zahnrädern durch ein gemeinsames Triebwerk, den Elektromotor M, in Bewegung gesetzt werden können. Da aber die Bewegung des Troges schon durch die Mehr- oder Minderlast an Wasser hervorgebracht wird, so kommt der Motor im Allgemeinen nicht zur Anwendung, und werden umgekehrt die Schraubenspindeln durch die Muttern gedreht. Hierdurch erhält aber der Trog die nötige Führung

und wird demselben stets eine wagrechte Lage zugesichert. Andererseits ist die Antriebmaschine so stark, dass sie bei einem Fehlen der für die Bewegung erforder-



Schiffshebewerk bei Henrichenburg.

lichen Mehr- oder Minderlast an Wasser, den Trog ohne derselben in Bewegung setzen kann. Ferner sind die Spindeln so stark bemessen, und oben und unten so fest und sicher verlagert, dass selbst bei einem vollständigen Leerlaufen des Troges der ganze Auftrieb der Schwimmer, oder bei deren Leckwerden und eventuellem Volllaufen, in jeder Lage das ganze Gewicht des Troges durch die Spindeln aufgenommen werden kann.

Ausser der Antriebmaschine werden auch alle übrigen Bewegungsvorrichtungen, für die Schützen an den Enden des Troges und der Haltungen, die Spille u. s. w. durch elektrische Kraftübertragung bewegt, für welche eine Centrale von etwa 220 PS. Dampfkraft als erzeugende Kraftanlage dient.

Die Schraubenspindeln sind 24,6 m lang, aus bestem Stahl in einem Stück hergestellt und haben einen äusseren und inneren Durchmesser von bezw. 0,28 und 0,245 m, sowie doppelgängige Gewinde von 1 : 8 Steigung und 0,1 m Ganghöhe. Dieser grosse Durchmesser der Spindeln ist jedoch nur erforderlich zur Erlangung der nötigen Steifigkeit, weshalb sie zur Minderung des Gewichts der ganzen Länge nach mit 100 mm Durchmesser ausgebohrt sind. Die grösste Inanspruchnahme des Materials beträgt 1500 kg/qcm.

Die Brunnen haben eine Tiefe von 42 m unter der Erdoberfläche, ca. 27 m Wasserfüllung, einen Durchmesser von 9,2 m und einen gegenseitigen Abstand von 14,50 m von Mitte zu Mitte. Deren Wandungen bestehen auf den oberen 3 m aus einem Betonring von 0,77 m Stärke, während der übrige Teil mit gusseisernen Rippenplatten von 30 bis 33 mm Wanddicke und 1,5 m Höhe ausgekleidet ist, von denen 16 Stück auf einen Ring kommen. Dieselben sind mittels Flanschen verschraubt, mit Cementmörtel hintergossen und mit Bleieinlagen gedichtet. Die gewölbte Betonsohle hat in der Mitte eine Dicke von 0,8 m und ist zur Verstärkung des Widerlagers am Umfang mit drei Ringankern aus I-Eisen versehen (Fig. 9 b). Zur Ausgleichung des Wasserspiegels in den Brunnen sind dieselben an der Sohle durch Röhren von 12 cm Weite mit einander verbunden (Fig. 9). Hier-

durch wird auch der Vorteil erreicht, dass beim Entleeren zum Zwecke von Ausbesserungen mit einer einzigen Pumpenanlage das Wasser in allen Brunnen gleichmässig abgesenkt wird und dadurch ungleiche Druckbeanspruchungen des Gebirges vermieden werden.

Die Schwimmer haben 8,3 m Durchmesser und 10,30 m Höhe und bestehen aus 18 bis 20 mm dickem Blech, welches im Inneren durch 12 Spanten aus I-Eisen und horizontale Z-Eisen-Lagen ausgesteift ist. Die Wände des Troges bestehen aus 10 bis 14 mm starkem Blech, während der Boden in der Mitte aus 8 mm starken Buckelblechen und an den Seiten aus 16 mm starkem flachem Blech besteht. Dieser Blechkasten ist mittels Flacheisenbändern an den seitlichen Fachwerk-Hauptträgern von 9,3 m Höhe und 11 m Achsabstand aufgehängt, welche unten mittels Querträgern mit einander verbunden sind. Hierdurch können sich Trog und Hauptträger unabhängig von einander ausdehnen. Dies ist sehr wichtig, in Anbetracht des Umstandes, dass sich der mit Wasser gefüllte, geschützte Trog ganz anders ausdehnt, als die zeitweilig von der Sonne beschienenen Hauptträger, infolge dessen bei einer festen Verbindung von Trog und Hauptträger die Nähte bei ersterem undicht werden könnten. Doch ist der Trog zur Sicherung seiner Lage an dem einen Ende mit den Trägern fest verbunden.

Die Muttern der Straubenspindeln sind zweiteilig, 1 $^1/_2$ m lang und bestehen aus Rotguss. Sie sind etwas beweglich gelagert, so dass die geringen, durch die Führungen nicht ganz aufgehobenen wagrechten Bewegungen des Troges nicht durch die Muttern auf die Spindeln übertragen werden können. Damit die Schraubenspindeln durch ihr Eigengewicht nicht auf Knickung beansprucht werden, ruhen die oberen Halslager derselben auf hydraulischen Ringkolben, unter welchen die Pressflüssigkeit durch einen kleinen Akkumulator stets in gleicher Pressung erhalten wird. Zur Vermeidung des seitlichen Schlängelns der Spindeln während der Drehung, sind für jede derselben am Gerüste vier verschiebbare Lager angebracht, welche paarweise vom Troge beim Auf- und Niedergang mitgenommen werden und die Spindeln in jeder Lage des Troges so stützen, dass nur höchstens $^1/_8$ ihrer Länge ohne Lagerung ist. Um ferner die Spindeln gegen Schmutz, Staub und äussere Einwirkungen zu schützen, sind sie von in Gelenken beweglichen Klappen umschlossen, welche durch den in Bewegung befindlichen Trog selbstätig geöffnet und durch Federkraft wieder geschlossen werden.

Die feste Konstruktion besteht aus vier Fachwerkpfeilern, welche oben in der Längen- und Querrichtung und längs der Mittellinien durch Gehbrücken mit einander verbunden sind. In der Mitte befindet sich die Maschinisthütte. Für die Geradführung sind nebst den Schraubenspindeln an den vier Pfeilern vertikale Gleitschienen angebracht.

Die Thorschützen an den Enden der Haltungen und des Troges haben Rollenführungen und laufen in vertikalen Falzen mit Dichtungsleisten aus Gummi. Dieselben sind durch Gegengewichte ausbalanciert. Der Anschluss des Troges an den Kanal wird gleichfalls durch Gummileisten gedichtet, welche an einem beweglichen keilförmigen Dichtungsrahmen angebracht sind. Nachdem der Trog eingestellt worden ist, wird der Zwischenraum zwischen den Schützen des Troges und des Kanals nach Einführung des Dichtungsrahmens mit Wasser gefüllt (durch ein kleineres Schütz an dem Kanalschütz), worauf die Schütze aufgezogen werden.

Der Wasserverbrauch für einen Auf- und Niedergang beträgt 85 cbm. Die Hebung des Troges geschieht in 2 $^1/_2$ Minuten und die Durchschleusung eines Schiffes in 10 $^1/_2$ Minuten.

Die Ausführung dieses grossartigen Bauwerkes geschah nach den Projekten von B. Gerdau und Jebens durch die Firma Haniel & Lueg in Düsseldorf, zum Gesamtpreise von rd. 2 $^1/_4$ Millionen Rmk. Es ist dies bisher das einzige Schiffshebewerk in Deutschland (CBl. 1895 N:o 49—1896, S. 308—ÖZ. 1895, 1896—AB. 1899—ZdI. 1896, N:o 3—1899, N:o 32—ZfB. 1901, S. 37, 259, 278, Bl. 28-34).

C. Geneigte Ebenen.

Die geneigten (schiefen) Ebenen sind geneigte Bahnen auf welchen die Fahrzeuge zwischen den beiden Wasserflächen gleitend oder rollend auf und nieder befördert werden. Zur ersteren Art gehören die s. g. Schiffsschleppen und zur letzteren die Rollbrücken und die Schiffseisenbahnen.

I. Schleppen und Rollbrücken.

Die Schleppen sind Bahnen, welche mit Lehmschlag oder mit Bohlen belegt sind und längs welchen die Fahrzeuge mittels Haspel befördert werden. Der Lehmschlag wird zur Minderung des Reibungswiderstandes befeuchtet.

Eine solche Anlage für Schiffe von 8 t Ladefähigkeit war bereits im 12. Jahrhundert im Kanal von Ypern bei Neuport in Belgien in Anwendung (ZdI. 1896, N:o 3).

Taf. 13, Fig. 7—7 a. Rollbrücke, wobei die Bahn aus einem Schwellenrost mit daran gelagerten Walzen besteht, auf welchen das Fahrzeug mittels Haspel emporgezogen wird. Hierdurch ist bei diesen Anlagen der Bewegungswiderstand entsprechend kleiner, als bei den Schleppen.

Derartige geneigte Ebenen kommen aber infolge ihrer primitiven Anordnung und des erforderlichen verhältnismässig grossen Kraftaufwandes nur selten und nur für kleinere Fahrzeuge in Frage.

2. Schiffseisenbahnen.

Bei diesen Anlagen besteht die Bahn aus einem zwei- oder mehrschienigen Gleis, auf welchem das Schiff in der Weise befördert wird, dass es auf einem Wagengestell entweder unmittelbar im Trockenen, oder in einem mit Wasser gefüllten Kasten (Trog) aufgeladen ist (fahrbare Schleusenkammern). Für die Bewegung sind diese Bahnen entweder als Seilbahnen angeordnet, oder es kommen als Zugkraft Lokomotiven zur Anwendung. Bei den Seilbahnen ist das Gewicht des Schiffswagens immer durch ein Gegengewicht ausgeglichen, entweder in der Art, dass das um eine Windetrommel geführte Zugseil an jedem Ende einen Schiffswagen angehängt hat, oder es besteht nur ein solcher Wagen, welcher durch

seitliche Ballastwagen im Gleichgewicht gehalten wird. Der abwärtz gehende Wagen erhält gewöhnlich ein Übergewicht durch Wasserballast und wird dann die Bewegung mittels Bremse geregelt, oder es werden besondere Motoren benutzt, durch welche die Windetrommel in Bewegung gesetzt wird.

Taf. 13, Fig. 8—8 c. Schiffseisenbahn des Elbing-Oberländischen Kanals. Diese Anlage ist zweifährig, mit einem auf- und einem niedergehenden Wagen W und W_1, welche für den Transport der Schiffe im Trockenen eingerichtet, und an einem Drahtseil ohne Ende angehängt sind. Es läuft nämlich das Seil vom aufsteigenden Wagen W des einen Gleises als Zugseil T über die Seilscheiben am oberen Ende e und f zur Seiltrommel U, von dieser über die Seilscheiben f_1 und e_1 zum niedergehenden Wagen W_1, durch diesen hindurch, über die Seilscheiben am unteren Ende h_1, k und h wieder zum aufsteigenden Wagen W. Das Seil wird in gegenseitigen Abständen von etwa 10 bis 12 m von Walzen getragen. An den Enden der Bahn tauchen die Wagen so tief ins Wasser, dass die Plattform des Wagens unter die Tauchungstiefe der Schiffe zu liegen kommt. Das grösste Schiffsgewicht beträgt 26 t und jenes des Wagens 58 t.

Der Antrieb der Seiltrommel U geschieht durch ein Wasserrad R, welches durch eine Kuppelungsvorrichtung mit der Trommel so in Verbindung steht, dass letztere in der Bewegungsrichtung umgesteuert werden kann.

Es giebt bei diesem Kanal fünf derartige geneigte Ebenen (bisher die einzigen in Deutschland), von welchen vier seit dem Jahre 1860 im Betriebe sind und eine seit 1880. Die ersteren haben eine Neigung von 1 : 12 und letztere eine solche von 1 : 11,6 und beträgt die Höhe bis zu 25 m (ZfB. 1861, 1885—DB 1872).

Die gleiche Anordnung besteht am Moris-Kanal in Nordamerika, wo 35 solcher geneigten Ebenen von 10 bis 30 m Höhe bestehen, auf welchen Schiffe bis zu 70 t Gewicht befördert werden (DB. 1896, S. 64).

Eine zweifährige Schiffseisenbahn mit Wassertrögen besteht schon seit 1837 am Monkland-Kanal in Schottland (ÖW. 1878, S. 169).

Taf. 13, Fig. 9—9 a. Schiffseisenbahn mit einem einzigen Wassertrog am Potomac bei Georgetown (Dodge-Schleuse). Diese seit 1876 bestehende geneigte Ebene, welche den Verkehr zwischen dem Potomac-Fluss und dem Cheasepeak-Ohio-Kanal vermittelt, hat eine Höhe von 11,6 m und eine Neigung von 1 : 12 für die Schiffsbahn und von 1 : 10 für die beiderseitigen Bahnen der Gegengewichtswagen. Der Transport der Schiffe geschieht in einem wagrechten Wassertrog A von 34,2 $\times$ 5,1 $\times$ 2,39 m bezw. Länge, Breite und Wassertiefe, welcher von drei Wagengestellen von verschiedener Höhe, mit je 12 Rädern, getragen wird. Die Schiffe haben eine Tragfähigkeit bis zu 135 t und beträgt das Gesamtgewicht des Troges nebst Schiff 390 t, wovon jedes Rad 11 t trägt.

Auf jeder Seite der Schiffsbahn befindet sich eine Bahn für die Gegengewichtswagen B von je 280 t Gewicht. Diese Wagen sind mit Seilscheiben versehen, um welche das Zugseil geschlungen ist, infolge dessen dieselben nur den halben Weg des Schiffswagens zurückzulegen haben. Die Bewegung geschieht mittels Übergewichts-Wasser im Trog, nebstdem zur Regelung der Bewegung eine Turbine T in Anwendung ist. Der Abschluss des Thores und der oberen Haltung geschieht mittels Klappthoren (ZfB. 1879, Bl. 10—ÖZ. 1890—NA. 1881, Pl. 39-40).

Schiffeisenbahn über den Isthmus von Chignecto mit Lokomotivbetrieb. Diese zwischen dem St. Lorenz-Golf und der Fundy-Bai befindliche Anlage ist eine zweigleisige Schiffseisenbahn von 27 km Länge und 1 : 500 Neigung. Es werden hier Schiffe von einem grössten Gewicht von 2000 t auf Wagen von 7,5 m Länge, 13 m Breite mit 192 Rädern und von 12 t Druck trocken verlagert.

Die Gleisschienen haben ein Gewicht von 55 kg pro l. m. Die Bewegung geschieht mittels Lokomotiven mit einer Geschwindigkeit von 15 km in der Stunde. Die gesamten Anlagekosten betrugen rd. 23 Millionen Rmk (ZdI. 1896, S. 64).

Vergleich zwischen Kammerschleusen, Hebewerken und geneigten Ebenen.

Bei einem Vergleich der Kammerschleusen, Hebewerke und geneigten Ebenen beziehen sich die gegenseitigen Vor- und Nachteile hauptsächlich auf: das grösste zu erreichende Gefälle, die Dauer der Durchschleusung, den Wasserverbrauch, die Sicherheit des Verkehrs sowie die Anlage-Instandhaltungs- und Betriebskosten.

1. Das grösste Gefälle.

Einfache Kammerschleusen sind bisher für Gefälle bis zu rd. 10 m zur Anwendung gekommen (Schachtschleuse im Kanal St. Denis) und für Gefälle bis zu 20 m projektiert worden. Es können aber mittels Kuppelschleusen beliebig grosse Gefälle überwunden werden. Hydraulische Hebewerke können für Gefälle bis zu etwa 16 m und Schwimmerhebewerke für grösste Gefälle von etwa 20 bis 25 m zur Anwendung kommen. Wegen der Schwierigkeit der Herstellung der Schwimmerbrunnen und der Gefahr der Unterspülung derselben, sowie wegen der mit langen Regulierungsschrauben verbundenen Schwierigkeiten, wurden in neuerer Zeit gelegentlich der Konkurrenz für das Hebewerk bei Henrichenburg statt der Schwimmer auch Gegengewichte und statt der beweglichen, feste Schraubenspindeln und bewegliche Muttern in Vorschlag gebracht, bei welcher Anordnung Gefälle von 30 bis 40 m zu erreichen wären. Geneigte Ebenen mit Seilbahnbetrieb sind für Gefälle bis zu 30 m zur Anwendung gekommen, während bei Lokomotivbetrieb beliebig grosse Gefälle überwunden werden können.

Es verdienen daher in Bezug auf das grösste zu erreichende Gefälle die Kuppelschleusen und die geneigten Ebenen den Vorzug.

2. Dauer der Durchschleusung.

Die Dauer der Durchschleusung ist insofern von grosser Wichtigkeit, als davon die Leistungsfähigkeit einer Fahrstrasse in hohem Grade abhängig ist.

In dieser Beziehung sind die Hebewerke und geneigten Ebenen den Kammerschleusen bedeutend überlegen.

So wurde bei Les Fontinettes an Stelle des bestehenden Hebewerks ursprünglich eine Kuppelschleuse mit 5 Kammern von zusammen 13,13 m Gefälle für Schiffe von 200 t Tragfähigkeit projektiert, bei welchen der Durchgang für aufsteigende Schiffe 1 Stunde 35 Minuten und für absteigende Schiffe 1 Stunde 10 Minuten beansprucht hätte. Nimmt man daher an, dass auf- und absteigende Schiffe abwechselnd nach einander folgen, so hätte diese Schleusenanlage in 24 Stunden

nur 9 aufsteigende und 9 absteigende Schiffe befördern können. Es wurde daher auch eine derartige gekuppelte Doppelschleuse für Schiffe von 300 t Tragfähigkeit (somit wie für das Hebewerk) projektiert, bei welcher der Durchgang jeder einzelnen Kammer 7 bis 8 Minuten beansprucht hätte. Beachtet man, dass immer erst nach Passierung zweier Kammern ein neues Schiff nachfolgen kann, so würden hier die Schiffe in Zeitintervallen von 16 Minuten in beiden Richtungen nach einander folgen können, während das Hebewerk dafür 12 Minuten in Anspruch nimmt.

Die geneigten Ebenen beanspruchen zwar eine längere Zeit zur Überführung der Schiffe von der einen Wasserfläche zur anderen, als die Hebewerke, allein bei Berücksichtigung, dass bei ersteren gleichzeitig ein Transport in horizontaler Richtung stattfindet, erscheinen diese nicht weniger vorteilhaft.

3. Der Wasserverbrauch.

In Bezug auf den Wasserbrauch, welcher in den meisten Fällen für die Wahl des Systems von grosser Bedeutung ist, sind die Hebewerke und geneigten Ebenen gegenüber den Kammerschleusen bedeutend im Vorteil.

4. Sicherheit des Verkehrs.

In Bezug auf die Sicherheit sind die Kammerschleusen den Hebewerken und geneigten Ebenen in hohem Grad überlegen. Die hydraulischen Hebewerke haben gegenüber den Schwimmerhebewerken den Nachteil, dass bei Fehlern an dem einen Troge auch der andere betriebsunfähig werden kann, wenn nicht ein kostspieliger Akkumulator in Reserve gehalten wird, was bei einem doppelten Schwimmerhebewerke nicht der Fall wäre. Die geneigten Ebenen haben für den Transport grösserer Fahrzeuge den Nachteil, dass es schwer ist für die Wassertröge einen genügend ruhigen Gang und eine gleichmässige Verteilung des Gewichtes auf eine grössere Anzahl Räder zu erreichen. Bei Geschwindigkeitsänderungen beim Anfahren und Anhalten wird das Wasser nach dem einen Ende getrieben, wodurch eine ungleichförmige Lastverteilung und Stösse des Wassers, eventuell auch des Schiffes gegen die Thore, verursacht werden.

5. Anlage-Instandhaltungs- und Betriebskosten.

Im Allgemeinen stellen sich sowohl die Anlagekosten als auch die Instandhaltungs- und Betriebkosten bei den Kammerschleusen am niedrigsten. So war beispielsweise die oben erwähnte, zusammen mit dem Hebewerk bei Les Fontinettes projektierte gekuppelte Doppelschleuse um nahezu 25 % billiger veranschlagt, als das Hebewerk. Die geneigten Ebenen haben gegenüber den Hebewerken den Vorteil, dass sie durch ihre Ausdehnung in der Längenrichtung gleichzeitig einen Teil der Wasserstrasse ersetzen. Durch die Möglichkeit des Anschmiegens an das Gelände können geneigte Ebenen bei günstigen örtlichen Verhältnissen kleinere

Erdarbeiten und daher kleinere Anlagekosten für den Unterbau bedingen, als Schleusen und Hebewerke.

Zum Nachteil der Hebewerke spricht noch der Umstand, dass seit der Ausführung der Anlagen von Les Fontinettes und La Louvière weder in Frankreich noch in Belgien weitere Hebewerke zur Ausführung kamen, wiewohl für den belgischen Canal du Centre vier derartige Anlagen vorgeschlagen waren. Auch sind in Amerika bisher keine Hebewerke, dagegen mehrere grossartige Schiffseisenbahnen zur Ausführung gekommen (vergl. ÖZ. 1895, S. 456—Förhandl. vid Nord. Teknikermötet i Stockholm 1897, S. 297).

X. Der Uferbau.

Der Uferbau umfasst diejenigen Anlagen, welche eine künstliche Befestigung der Ufer gegen Abbruch und gegen Beschädigung durch Strömung und Wellenschlag bei fliessenden und ruhenden Gewässern, bezwecken. Dieselben sollen hier insoweit behandelt werden, als sie nicht bereits im zweiten Teil dieses Werkes bei den »Schiffahrtskanälen» besprochen worden sind [1]) und später noch im »Hafenbau» ergänzt werden. Es soll sich daher der hier behandelte Gegenstand hauptsächlich auf die Ufer der natürlichen Binnengewässer und auf die Meeresküsten beziehen.

Es giebt folgende Arten von Uferbauten: Böschungen, Balkenwände, Strandbuhnen, Bohlwerke und Ufermauern. Von diesen sind es namentlich die ersteren, welche die laufenden Anordnungen bilden, während die übrigen nur stellenweise, die Bohlwerke und Ufermauern namentlich in Häfen und bei Einfahrten zu denselben, zur Anwendung zu kommen pflegen.

A. Böschungen.

Die Uferböschungen sind künstlich verflachte Uferwände, welche entweder unbefestigt verbleiben, oder durch s. g. Uferdeckwerke befestigt werden. Dieselben werden meistens nach einer geneigten Ebene begrenzt, ausser bei Meeresküsten, wo auch gekrümmte Böschungen zur Anwendung zu kommen pflegen und bei den unteren Enden der Böschungen an fliessenden Gewässern, welche gegen ein Unterwaschen besondere Anordnungen erhalten.

I. Herstellung der Böschungen.

Dort wo die Ufer in ihrem natürlichen Zustand zu steil sind, um gegen Abbrüche und Auswaschungen den nötigen Widerstand zu leisten, werden diesel-

[1]) Über diesbezügliche, in neuester Zeit beim Dartmund-Ems-Kanal zur Ausführung gekommene Anlagen s. ZfB. 1901.

ben durch Abgraben entsprechend verflacht und geebnet. Dabei können dieselben eine um so steilere Neigung erhalten, je fester und widerstandsfähiger der Boden und je schwächer die Angriffe sind. Man pflegt die Neigung durch das s. g. Böschungsverhältnis $1 : n$ (Verhältnis der vertikalen zur horizontalen Projektion der Böschung) auszudrücken, und dasselbe zwischen etwa 1 : 1 und 1 : 5 anzunehmen.[1] Man sagt dann auch, dass die Böschung eine n fache Anlage hat, oder n füssig ist.

Taf. 14, Fig. 1—4. Herstellung der Böschungen. Fig. 1 zeigt die künstliche Verflachung eines steilen Ufers durch Abgraben desselben zu einer Böschung. In Amerika geschieht dies stellenweise durch Abspülen des Ufers durch einen Wasserstrahl, mittels Dampfpumpe (Fig. 2—ÖW. 1889, N:o 22,Bl. 2). Die so hergestellten Böschungen können bei entsprechend kleiner Neigung, wenn ausser dem Bereich des Wassers liegend, oder nur zeitweilig von ruhigem Wasser oder von schwacher Strömung bespült, oft schon ohne weitere Befestigung genügend widerstandsfähig sein. Dies kann namentlich der Fall sein, wenn sich auf der Böschung vorher auf natürlichem Wege oder durch Besamung eine Grasnarbe gebildet hat, wodurch der Widerstand wesentlich erhöht wird.

Ist der Boden der Böschung zur Besamung nicht geeignet, so kann dies durch Aufbringen von fruchtbarer Erde (Muttererde) in einer Schicht von etwa 10 bis 15 cm erreicht werden. Da bei thonigem Boden wegen Schlüpfrigkeit des letzteren diese Erddecke bei steileren Böschungen leicht abrutscht, so kann dies durch Anlage von Längsfurchen mit dreieckigem Querschnitt von etwa 0,2 m Tiefe und Breite und 1 bis 2 m gegenseitigem Abstand (Fig. 3) vermieden werden. Diese Furchen müssen zur Ableitung des sich in denselben sammelnden Wassers ein Längsgefälle erhalten. Statt der Furchen werden auch auf der Böschung Rasenstücke in horizontalen Streifen oder gitterartig in schrägen Streifen aufgelegt und durch eingeschlagene Pfähle befestigt, und die so gebildeten Felder mitt Muttererde ausgefüllt (Fig. 4).

2. Uferdeckwerke.

Böschungen, welche der Strömung oder dem Wellenschlag ausgesetzt sind, werden je nach der Stärke des Angriffes durch leichtere oder mehr wirksame Deckwerke befestigt. Zur ersteren Art gehören Bekleidungen mit Flachrasen, Kopfrasen, Pflanzungen, Flechtzäune, Faschinenwürste, Spreutlagen und Rauhwehre, während zu der letzteren Art Deckwerke aus gewöhnlichen Faschinen (Packwerk), Senkfaschinen, Sinkstücke und Sinkmatten, Pflasterungen und Steinschüttungen, Balkenwände, Steinkästen und Strandbuhnen gehören. Während die zur ersteren Art gehörigen Anlagen zwischen Niedrig- und Hochwasser zur Anwendung kommen, werden jene der letzteren Art hauptsächlich unter dem Niedrigwasser, namentlich zur Versicherung des Böschungsfusses gegen Unterwaschung benutzt.

---

[1] Bezüglich der theoretisch zulässigen grössten Neigungen wird an den »Erdbau», bezw. die »Theorie der Böschungen» verwiesen (s. Hdl.—Ott, Baumechanik—Heyne, Erdbau—Winkler, Eisenbahn-Unterbau).

a. Rasenbekleidungen.

Zu den Rasenbekleidungen werden Rasenstücke (Rasenziegel) von etwa 25 bis 40 cm Länge und Breite verwendet, welche in einer Dicke von etwa 10 cm ausgestochen und entweder auf die Böschung flach aufgelegt werden (Flachrasen) oder an derselben über einander aufgeschichtet werden (Kopfrasen). Die letztere Anordnung ist wirksamer, sowohl dadurch, dass sie durch die grössere Dicke gegen das Fortspülen einen grösseren Widerstand leistet, als auch dadurch, dass dabei die Böschung mehr belastet wird und derselben ein grösserer Widerstand gegen Abrutschen geboten wird. Es werden daher Kopfrasen namentlich bei Ausbesserungen schadhafter, zum Abrutschen geneigter Böschungen mit Vorteil benutzt, während sie für gewöhnliche Bekleidungen meistens zu kostspielig sind.

Taf. 14, Fig. 5—5 a. Flach- oder Deckrasen. Die Rasenstücke werden hier in horizontalen Reihen im Verband aufgelegt und einzelne derselben oder sämtliche mit Pflöcken von etwa 30 cm Länge an der Böschung befestigt. Bei sandigem Boden kann es erforderlich sein, vorerst eine 10 bis 15 cm starke Schichte fruchtbarer Erde aufzubringen.

» » Fig. 6—8. Kopfrasen. Hier werden die Rasenstücke entweder in horizontalen Lagen (Fig. 6), oder senkrecht zur Böschung (Fig. 7), oder in einer mittleren Lage zwischen diesen beiden, etwa den Winkel zwischen denselben halbierend (Fig. 8) auf einander geschichtet. Die erstere Anordnung hat gegenüber den anderen den Nachteil, dass die Rasenstücke leichter abgleiten, dagegen den Vorteil dass dabei weniger Rasen verbraucht wird. Am zweckmässigsten ist daher die Anordnung Fig. 8. Die bei den Anordnungen Fig. 6 und Fig. 8 vortretenden Ecken der Rasenstücke können allenfalls eben abgestochen werden (wie im oberen Teil der Fig. 6 angedeutet und in Fig. 8 ausgeführt), was jedoch überflüssig ist, nachdem sich die Oberfläche bald von selbst ebnet.

b. Pflanzungen.

Hierzu werden verschiedene Straucharten, namentlich Weiden mit Vorteil verwendet. Der von den Buschpflanzungen gewährte Schutz besteht teils darin, dass dieselben durch ihre Kronen die Stösse der Wellen, der Strömung und des Eises aufnehmen, teils darin, dass sie mit den Wurzeln die Erde der Böschung festhalten und dem Fortspülen derselben entgegen wirken. Die Weidenpflanzungen haben überdies noch den Vorteil, dass sie durch zeitweiliges Schneiden (zur Korbflechterei etc.) einen wertvollen Ertrag abgeben können.

Taf. 14, Fig. 9. Weidenpflanzung. Man benutzt hierzu frisch gehauene, von Zweigen befreite Weidenruten von etwa 0,6 m Länge (s. g. Stecklinge), die in gegenseitigen Abständen von etwa 25 cm in Reihen gepflanzt werden, welche in der Flussrichtung nach abwärts geneigt (inklinant) sind, und einen gegenseitigen Abstand von 0,6 bis 1,0 erhalten (vergl. Fig. 25—25 a). Hierbei werden Furchen ausgehoben, in deren Boden die Stecklinge so tief in die Erde gesteckt werden, dass sie nach Zudeckung mit der ausgehobenen Erde mit etwa $^1/_8$ ihrer Länge heraus stehen. Das Pflanzen geschieht im Herbst oder im Frühjahr, bevor das Holz noch in vollem Saft ist.

c. Flechtzäune.

Die Flechtzäune bestehen aus Pfählen von etwa 0,6 bis 1,5 m Länge und 4 bis 10 cm Dicke, welche in gegenseitigen Abständen von 0,2 bis 0,4 m so tief eingeschlagen werden, dass sie etwa 20 bis 30 cm vorragen, worauf sie mit grünen Reisern etwa 15 bis 20 cm hoch umflochten werden. Die Pfähle werden entweder vertikal oder in einer Richtung eingeschlagen, welche ungefähr den Winkel zwischen der vertikalen und der zur Böschung senkrechten Richtung halbiert. Die Flechtzäune werden entweder in horizontalen Reihen in gegenseitigen Entfernungen von etwa 0,5 m oder in schiefen, einfachen Reihen oder netzförmig in gekreuzten Reihen, mit 1,0 bis 3,0 m Maschenweite angelegt.

Die Wirkungsweise der Flechtwerke besteht darin, dass sie die obere Böschungsdecke zusammenhängend versteifen und die eventuell herabrollenden oder durch Spülung losgelösten Erdmassen zurückhalten.

Taf. 14, Fig. 10—14. Ausführung der Flechtzäune. Bei der gewöhnlichen Anordnung (Fig. 10—10 a) werden am besten Weidenruten, sonst aber auch andere Reiser (allenfalls auch Nadelholzzweige) um die Pfähle herum geflochten und dann zusammengepresst. Kann aber die Ausführung zu einer für Buschpflanzungen geeigneten Zeit geschehen, so ist es bei Verwendung von Weidenruten angezeigt, die Enden derselben entsprechend Fig. 11 (s. Heyne Erdbau) in die Erde zu stecken, wodurch sich die Flechtzäune zu Weidenpflanzungen entwickeln. Dabei kann die Böschung zum Schutz der Erde gegen Fortspülen entweder besäht oder mit einer Schicht von Kies bedeckt werden. — Fig. 12 zeigt die Befestigung einer Dammböschung der Galizischen Transversalbahn gegen Hochwasser, mittels Flechtzäunen, welche in horizontalen Reihen angeordnet sind (ÖZ. 1885, Taf. XXXV—DB. 1885) und Fig. 13 die bei den Ufern der Theiss übliche Befestigung mittels Flechtzäunen. Der unter Wasser befindliche Teil der Uferbefestigung besteht hier aus eingerammten und mit einander verholmten Pfählen, und zwischen denselben niedergeschobenen, mit Steinen belasteten astigen Bäumen (ÖW. 1890, Taf. 20). — Fig. 14 ist eine netzförmige Flechtzaun-Anlage.

d. Faschinenwürste.

Die Faschinenwürste oder Wippen sind Strauchbündel von etwa 10 bis 18 cm Durchmesser, welche in Abständen von 20 bis 25 cm gebunden sind und in beliebigen Längen hergestellt werden. Ihre Verwendung geschieht in einfachster Weise wie jene der Flechtzäune, indem sie in Reihen, parallel zum Stromstrich, schräg oder netzförmig mittels Pfählen an der Böschung befestigt werden.

Taf. 14, Fig. 15—15 a. Befestigung einer Dammböschung der Galizischen Transversalbahn gegen Hochwasser, mittels Faschinenwürsten welche netzförmig an der Böschung befestigt und mit Kies hinterfüllt sind (ÖZ. 1885, Taf. XXXV—DB. 1885).

» » Fig. 16—16 a. Herstellung von Faschinenwürsten. Man benutzt hierzu noch elastische Weidenreiser, allenfalls auch Reiser von anderem Buschwerk, welche auf einer s. g. Wurstbank im Verband ausgelegt und mit gedrehten Bindeweiden oder geglühtem Eisendraht gebunden werden. Die Wurstbank besteht aus eingeschlagenen Pfahlkreuzen in gegenseitigen Entfernungen von etwa 1,5 m.

e. Spreutlagen und Rauwehre.

Diese Deckwerke bestehen darin, dass auf der Böschung eine Lage von Reisig in einer Dicke von 5 bis 15 cm gleichmässig ausgebreitet und mittels darüber genagelten Würsten oder Flechtzäunen in Entfernungen von 0,7 bis 1,0 m befestigt wird. Dabei erhalten die Reiser (am besten Weidenruten) eine Länge von etwa 1 1/2 bis 2 1/2 m und werden in mehreren mit den Enden einander übergreifenden Reihen aufgebracht und bei Reisern welche zum Wurzeltreiben geeignet sind, mit einer 15 bis 20 cm starken Schicht fruchtbarer Erde, sonst aber auch mit einer Kiesschicht überschüttet. Je nach der Lage der Reiser, senkrecht zum Stromstrich, schräg oder parallel zum Stromstrich, werden diese Anlagen im ersteren Falle Spreutlagen und in den anderen Rauwehre genannt. Bei schräger Lage sollen sie in der Stromrichtung abfallend sein. Die Wipfelenden der Reiser werden nach aufwärtz, manchmal aber auch nach abwärtz gekehrt, was wenigstens bei der untersten Reihe den Vorteil hat, dass dabei der Fuss der Böschung durch die abstehenden Wedel gegen Unterkolkung geschützt wird.

Taf. 14, Fig. 17. Befestigung der Ufer der Düna bei Riga mittels Spreutlagen (ZfB. 1880, Bl. 60—IFF. 1884, Pl. 13).

» » Fig. 18—18 a. Dammböschung der Galizischen Transversalbahn mit Spreutlagen-Befestigung (ÖZ. 1885, Taf. XXXV).

» » Fig. 19. Spreutlagen-Deckwerk (Stackwerk) zur Befestigung eines Meeresufers (Norderney). Diese zum Schutze einer Dünenböschung ausgeführte Anlage besteht unterst aus einer Klaischicht *a* von etwa 0,5 m Dicke, welche zuerst durch eine Lage Stroh *b* und darauf durch eine Buschlage *c* abgedeckt ist. Letztere ist durch Flechtzäune mit Pfählen von ca. 1 1/2 m Länge festgenagelt (ZfB. 1882, Bl. 61),

» » Fig. 20. Befestigung der Böschungen bei Bächen in den Vogesen. Hier ist der untere Teil der Böschung mittels einer Spreutlage befestigt, welche die Wipfelenden nach abwärtzt gekehrt hat und den Böschungsfuss gegen Unterwaschung schützt, während die Stammenden zur Beförderung des Wachsens in eine ausgegrabene Rinne versenkt und mit Erde eingestampft sind. Der obere Teil der Böschung ist mit Flachrasen abgedeckt (ÖZ. 1876, S. 16—CBl. 1875, S. 378).

» » Fig. 21. Spreutlagen in mehreren Reihen, wobei die nach abwärtz gekehrten Stammenden in ausgegrabenen Rinnen von etwa 0,2 m Tiefe versenkt sind (HdI.).

» » Fig. 22—23. Rauwehre aus bezw. kurzen und längeren parallel zum Stromstrich liegenden Reisern (HdI.).

f. Deckwerke aus Faschinen.

Die zu Uferdeckwerken verwendeten Faschinen sind von zweierlei Art, nämlich gewöhnliche Faschinen und Senkfaschinen.

Gewöhnliche Faschinen.

Die gewöhnlichen Faschinen sind Strauchbündel von 25 bis 30 m Durchmesser am Stammende und meistens von etwa 3 bis 4 m Länge, welche ge-

wöhnlich an zwei bis drei Stellen mit Bindeweiden oder geglühtem Eisendraht gebunden sind. Deren Herstellung geschieht auf einer Faschinenbank von gleicher Anordnung wie zur Erzeugung von Faschinenwürsten, wobei an der zu bindenden Stelle zuerst eine an den Enden mit Hebeln versehene Kette (Würgkette) herum geschlungen und von zwei Arbeitern fest angezogen und sodann von einem dritten Arbeiter die Binde angelegt wird. Die verwendeten Reiser können von Laub- oder Nadelholz sein und am Stammende eine Dicke bis zu etwa 3 cm haben.

Man verwendet solche Faschinen zu Uferdeckwerken in Form von s. g. Packwerk, welches aus über einander geschichteten, durch Würste und Pfähle und dazwischen gelegtes Beschwerungsmaterial eng mit einander verbundenen Faschinenlagen besteht, und welches vor der Uferwand aufgebaut, einen wirksamen Schutz gegen die Angriffe von Strömung und Wellenschlag bietet. Die Anwendung von solchen Deckwerken geschieht sowohl über, als auch unter Niedrigwasser. Dabei erhalten die Faschinen in den auf einander folgenden Lagen eine einander kreuzende Richtung und werden durch quer über dieselben ausgelegte Würste und durch s. g. Spickpfähle mit einander und event. auch mit der unteren Lage verbunden, letzteres bei Ausführung über Wasser. Das zwischen den Faschinenlagen ausgebreitete Beschwerungsmaterial besteht am besten aus Kies oder Grubenschotter, im Notfalle auch aus Sand oder Erde. Durch das Beschwerungsmaterial erhält das Packwerk den gegen Fortschwemmen erforderlichen Widerstand; bei der Ausführung im Wasser können die Faschinenlagen auch nur dadurch zum Sinken gebracht werden.

Taf. 14, Fig. 24. Gewöhnliche Anordnung der Faschinen.

» » Fig. 25—25a. Befestigung eines Dammfusses der Galizischen Transversalbahn mittels Packwerk, welches an der Krone durch Flechtzäune und Kiesschüttung befestigt ist. Die Böschung oberhalb des Packwerkes ist mit Pflanzungen in schrägen Reihen versehen (ÖZ. 1885, Taf. XXXV—DB. 1885).

» » Fig. 26. Uferbefestigung unter Wasser mittels Packwerk an der Weser. Als Unterlage wurde zuerst ein Kieskern angeschüttet und ist der Fuss des Packwerkes durch eine Steinschüttung befestigt (IFF. 1885, Pl. 7).

Senkfaschinen.

Senkfaschinen sind Faschinen, welche mit Beschwerungsmaterial (kleinen Steinen, Kies) gefüllt sind und dadurch im Wasser von selbst sinken. Dieselben erhalten eine Länge von etwa 4 bis 6 m und in der Mitte eine Dicke von 0,6 bis 1,0 m, mit zigarrenförmiger Abnahme der Dicke nach den Enden, mitunter aber auch in cylindrischer Form, und werden in Abständen von 0,3 bis 0,5 m durch geglühten Eisendraht von etwa 3 mm Dicke gebunden. Die Dicke der Faschinenhülle beträgt etwa 10 cm.

Taf. 14, Fig. 27—27c. Herstellung der Senkfaschinen. Man benutzt hierzu ein hölzernes Gerüst, bestehend aus einem Schwellenrost und eingeschlagenen oder



im Rost verzapften Pfählen (Fig. 27 a—27 c), zwischen welchen zuerst die Reiser entsprechend Fig. 27 mit einer muldenförmigen Vertiefung (Koffer) für die Aufnahme des Beschwerungsmaterials eingelegt werden, worauf nach Einbringung des letzteren und Auflegung einer Decklage unter Anwendung einer Würgkette die Hülle entsprechend Fig. 27 a zusammengezogen und gebunden wird.

Die Verwendung der Senkfaschinen zu Uferdeckwerken geschieht zunächt zum Schutz von Böschungsfüssen unter Wasser, in der Weise, dass sie vor die zu schützende Stelle in einer oder in mehreren Reihen versenkt werden. Die oben besprochenen Deckwerke bei der Galizischen Transversalbahn Fig. 15 und Fig. 18 zeigen Beispiele dieser Art. Ferner benutzt man die Senkfaschinen auch als Deckwerke für die Böschungen selbst, in der Art, dass die Böschungsfläche mit denselben dicht belegt ist, wobei sie entweder parallel zum Stromstrich, oder normal zu demselben liegen. Vorhandene Auskolkungen und andere Unebenheiten in der Böschung können dabei gleichfalls mit Senkfaschinen ausgefüllt werden. Soll bei grösseren Unebenheiten die Böschungsfläche weiter stromeinwärtz verschoben werden, so können dazu auch Senkfaschinen zusammen mit Kies-Hinterfüllungen zur Anwendung kommen, wobei die Faschinen entsprechend den folgenden Beispielen entweder parallel zum Stromstrich, oder senkrecht dagegen verlegt werden.

Die Senkfaschinen werden entweder am Ufer neben der Verwendungsstelle erzeugt und dann zur Stelle niedergerollt, oder sie werden auf Prähmen zur Verwendungstelle transportiert und von denselben aus in der Weise versenkt, dass man sie nach Verankerung des Prahms auf schief ausgelegten Bäumen niedergleiten lässt. Ein allfälliges Fortrollen der Senkfaschinen von der richtigen Lage kann dadurch vermieden werden, dass durch dieselben vor dem Versenken zwei Pfähle quer durchgesteckt werden.

Taf. 14, Fig. 28. Uferbefestigung mittels Senkfaschinen an der Düna bei Riga. Hier ist die Böschung unter Niedrigwasser mit Senkfaschinen belegt, welche in der Richtung des Flusses laufen und sich unten gegen eine Reihe von senkrecht dagegen gelegten Faschinen stützen. Über Niedrigwasser besteht das Deckwerk aus Spreutlagen (IFF. 1884, Pl. 13).

» » Fig. 29—33. Senkfaschinen-Deckwerke am Rhein und an der Düna. Bei Fig. 29 (Rhein) liegen die Faschinen in Reihen parallel zum Stromstrich, mit senkrecht dagegen gekehrten, durchgehenden bis zur Flusssohle reichenden Fugen, wobei vorhandene Kolke auch mit Senkfaschinen ausgefüllt sind. Auf der obersten Reihe ruht in der Höhe der Wasserfläche ein abgepflastertes Bankett, gegen welches sich die gepflasterte Böschung anschliesst.

Bei Fig. 30, 31 und 32 sind neue Böschungen abseits vom natürlichen Ufer mittels Senkfaschinen und Hinterfüllungen gebildet worden. Hierbei wurden im ersteren Falle (Rhein) die Senkfaschinen parallel zum Stromstrich und in den folgenden zwei Fällen (bezw. Rhein und Düna) normal dagegen versenkt und im Verhältnis des Versenkens mit Kies hinterfüllt. Die so durch die Senkfaschinen begrenzten Böschungen wurden dann durch einen Steinbewurf geebnet, welcher bei Fig. 31 in der Höhe der Wasserfläche ein Bankett mit daran schliessender Pflasterung bildet. Unter dem Bankett wurde vorher eine Schichte Packwerk über Faschinen und Hinterfüllung ausgebreitet. Fig. 33 zeigt die Art der Versenkung von

einem verankerten Prahm aus, wobei K die Ankerketten sind (HdI.—IFF. 1884, Pl. 13).

Eine besondere Art von Senkfaschinen sind die s. g. Sinkwalzen oder »endlose Senkfaschinen«, wie solche von Gumppenberg in den fünfziger Jahren eingeführt worden, und in Süddeutschland, an der Donau, am Lech, am Isar u. s. w. als Uferdeckwerke mit gutem Erfolg zur Anwendung gekommen sind. Es sind dies Senkfaschinen von gleicher Konstruktion und Ausführungsart wie die vorgenannten welche aber in sehr grossen Längen (bis zu 200 m und darüber) hergestellt und allmählich im Verhältnis des Fertigwerdens einzelner Teile an die Böschung niedergeschoben werden. Dieselben haben vor den Senkfaschinen den Vorteil, dass sie der Strömung keine Angriffspunkte bieten und von derselben nicht fortgerissen werden können, dagegen den Nachteil, dass sie sich den Veränderungen des Bodens nicht so gut anschmiegen können und dann bei grösseren Auskolkungen leicht reissen und zerstört werden. Ausserdem ist ihre Herstellung und Versenkung schwieriger, als bei gewöhnlichen Senkfaschinen.

Taf. 14, Fig. 34—34 a. Ausführung und Anwendung der Gumppenberg'schen Sinkwalzen. Die Anfertigung erfolgt wie bei den Senkfaschinen auf einem aus hölzernen Böcken B bestehenden oberhalb der Böschung angebrachten Gerüst, wie selbes im Grundriss Fig. 34 und im Querschnitt Fig. 34 a ersichtlich ist. Auf diesem Gerüst werden zwei bis vier, im vorliegenden Fall drei Sinkwalzen 1, 2, 3 gleichzeitig erzeugt, indem ihre in Erzeugung befindlichen Enden entsprechend Fig. 34 hinter einander auf dem Gerüst liegen und ihre rückwärtigen Teile im Verhältnis der Verlängerung des Endes auf die Böschung niedergeschoben werden. Dabei werden die rückwärtz frei werdenden Böcke immer nach vorne getragen. Die Walzen werden zuerst, wie in Fig. 34 a angedeutet, über einander verlegt, worauf sie durch späteres Unterwaschen in die punktierte Lage versinken. Gumppenberg empfiehlt hierbei für die Bildung neuer Ufer vorher eine besondere Rinne herzustellen, in welche die Walzen versenkt werden, wo sie in der ursprünglichen Lage verbleiben, bis der Boden unter ihnen fortgewaschen wird. Wenn sie dann tiefer sinken, werden oft weitere Walzen nachgeschoben (v. Gumppenberg-Pöttmes, Der Wasserbau an Gebirgsflüssen, Augsburg 1854—ÖW. 1883, S. 58—Pr.).

Eine weitere Art von Senkkörpern, ähnlich den Senkfaschinen, sind die s. g. Senkkörbe, welche gleichfalls meistens in Zigarrenform ausgeführt werden, jedoch aus einem geflochtenen Korb mit Stein- oder Kiesfüllung bestehen. Zur Vermeidung des Fortrollens werden auch hier Pfähle durchgesteckt, oder es werden die Körbe in Form von dreiseitigen Prismen ausgeführt. Senkkörbe kommen dort zur Anwendung, wo passendes Reisig für Senkfaschinen schwer zu erhalten ist. Sie haben gegenüber den letzteren den Nachteil, dass das Korbgeflecht weniger widerstandsfähig ist, als die Faschinenhülle.

Taf. 14, Fig. 35—35 a. Senkkorb in Zigarrenform (HdI.).

g. Sinkstücke und Sinkmatten.

Die Sinkstücke (Senkstücke) sind grosse rechteckige Buschkörper, welche aus drei oder mehreren einander kreuzenden Lagen gewöhnlicher Faschinen zu-

sammengesetzt sind und durch Belastung mittels darüber geschütteten Belastungsmaterials im Wasser versenkt werden. Dieselben erhalten gewöhnlich eine Dicke von etwa 1 m, mitunter aber auch bis zu 2 m, eine Breite von 6 bis 25 m und eine Länge, welche unter gewöhnlichen Umständen bis zu etwa 20 m, mitunter aber auch bedeutend darüber hinaus, selbst bis zu 100 m betragen kann. Ihre Herstellung geschieht meistens auf einem am Ufer erbauten hölzernen Gerüst, welches aus einem etwa 1 : 10 geneigten Schwellenrost oder Pfahlrost, seltener aus einer schwimmenden Rüstung mit Bohlenbelag besteht. Nach der Herstellung werden die Sinkstücke ins Wasser geschoben, zwischen zwei oder vier Prähmen auf Tragetauen hängend zur Versenkungsstelle gebracht und durch Belasten mit Steinen etc. versenkt. Bei grösseren Dimensionen werden sie jedoch unmittelbar an der Verwendungsstelle erzeugt.

Die Benutzung der Sinkstücke zu Uferdeckwerken geschieht zunächst zur Bildung von Böschungsfüssen unter Wasser, wo sie ein wirksames Mittel gegen Unterwaschung bilden, sowie auch zur Bedeckung der zu schützenden Böschungsflächen.

Taf. 14, Fig. 36. Konstruktion der Sinkstücke. Dieselben bestehen unterst und oberst aus einem Rost von in gegenseitigen Abständen von etwa 0,8 bis 1 m der Länge und der Quere nach gelegten Faschinenwürsten *w* und zwischen denselben aus der Länge und der Quere nach liegenden, mit den Stammenden nach aussen gekehrten dichten Faschinenlagen *f*. Dieser Faschinenkörper ist in der Weise zusammengehalten, dass die gegenüberliegenden Kreuzungspunkte (an den Kanten alle, in der Mitte jeder zweite bis vierte) des oberen und des unteren Wurstrostes mittels durchgezogener Luntleinen *l* (geteerte Hanfleinen von etwa 10 mm Dicke) fest mit einander verbunden sind. Zum Festhalten des Belastungsmaterials werden an den Kanten und stellenweise auch am inneren Teil der Oberfläche Flechtzäune angebracht für welche die Pfähle *z* eingeschlagen werden. Zum Anhängen an die Transportfahrzeuge dienen die unter dem unteren Rost durchgezogenen Tragetaue *a* (Frz.—Rž. I. Taf. 5).

In Holland hat man jedoch stellenweise die Erfahrung gemacht, dass derartige Sinkstücke nicht genügend widerstandsfähig sind, indem namentlich die Würste und die Verbindungen zwischen den beiden Rosten vielfach beschädigt befunden worden sind. Man hat daher dort in neuerer Zeit eine verstärkte Bauart von Sinkstücken zur Anwendung gebracht, darin bestehend, dass jede zweite Wurst mit Stahldraht spiralförmig unwickelt wird, und dass sämtliche an den Aussenkanten liegenden Verbindungen zwischen den beiden Rosten, sowie jene an zwei mittleren Längsreihen der Kreuzungspunkte, aus Stahldraht hergestellt werden (s. CBl. 1894, S. 94).

» » Fig. 37—40. Herstellung der Sinkstücke. Bei der Anordnung Fig. 37 besteht das Gerüst aus einem geneigten Schwellenrost mit darüber angebrachten Holzwalzen zum Abrollen des fertigen Sinkstücks, und einem Bohlenbelag. Zur Verhinderung eines zu frühen Abrollens sind vor den Walzen mehrere Pfähle eingeschlagen, nebstdem das Sinkstück während der Erzeugung durch besondere Haltetaue *T* festgehalten wird. Fig. 38 zeigt ein Gerüst mit Pfahlrost von sonst gleicher Anordnung wie im vorigen Falle, wobei aber die Walzen durch drehbare Knaggen *b* festgehalten sind, nebstdem der Bohlenbelag bei *a* an die Schwellen festgebunden ist. Die in diesen beiden Fällen beim Abrollen ins Wasser kommenden Bohlen

und Walzen werden durch an denselben befestigte Luntleinen bequem herausgezogen.

Bei der Anordnung Fig. 39 besteht das gleichfalls von Pfählen getragene Gerüst aus einer um die Achse *a* drehbaren Plattform, welche auf der Wasserseite durch eine von lose untergestellten Ständern *d* getragene Reihe von Bohlen *b* unterstützt und in horizontaler Lage erhalten wird, nebstdem dieselbe am anderen Ende bei *c* an eingeschlagene Pfähle festgebunden ist. Es wird dann das Sinkstück bei der Erzeugung so placiert, dass die Mitte desselben, bezw. der Schwerpunkt, rechts von der Drehachse *a* zu liegen kommt, infolge dessen man nach Fertigstellung nur die Ständer *d* wegzuschlagen und die Verbindungen bei *a* zu lösen braucht, worauf sich die Plattform nach vorne neigt und das Sinkstück abgleiten lässt. Schliesslich zeigt Fig. 40 die Anordnung schwimmender Gerüste zur Erzeugung von Sinkstücken, wie selbe in Amerika gebräuchlich sind (HdI.—Frz.—HZ. 1866, S. 361).

Taf. 14, Fig. 41. Transport eines Sinkstückes, wobei es mittels der Tragetaue *T* zwischen Prähmen aufgehängt ist. Das Versenken geschieht in der Art, dass auf das Sinkstück so lange Belastungsmaterial aufgebracht wird (zunächst an den Rändern) bis es überall von Wasser bedeckt ist, worauf alle Tragetaue gleichzeitig gelöst werden (HdI.).

» » Fig. 42. Deckwerk mit Sinkstückgrundlage an der Memel. An die in einer Schicht ausgelegten Sinkstücke *S* schliesst sich wasserseitig eine Reihe von Senkfaschinen, nebst einer Steinschüttung, welche bei Unterwaschungen nachsinken und etwaige Kolke ausfüllen. Die Böschung selbst ist aus Packwerk *P* gebildet, welches an der Böschungsfläche unter Wasser durch einen auch über die Sinkstücke sich erstreckenden Steinbewurf, über Wasser aber durch Berauhwehrung befestigt ist (HdI.).

» » Fig. 43. Böschung des Eisenbahndammes durch die Oster-Schelde in Holland, mit einer sechsschichtigen Sinkstückgrundlage, welche vorne mittels eines Steinbewurfs befestigt ist. Oberhalb ist die Böschung des aus Sand bestehenden Dammes durch eine Thonschicht bedeckt, welche im Bereich des Hochwassers abgepflastert ist (Rž. I, Taf. III).

» » Fig. 44. Böschung des Eisenbahndammes durch das Sloe in Holland. Die aus Sand bestehende Böschung hat unter Niedrigwasser eine 8 füssige Anlage und ist durch Sinkstücke bedeckt, welche einander treppenförmig übergreifen. Zwischen Niedrig- und Hochwasser ist die Anlage 4 füssig und besteht hier die Befestigung aus einer abgepflasterten Thonschicht (Rž. I, S. 312, Taf. III).

Sinkmatten (Matrazen) sind teppichartige Deckwerke aus Weidenbusch, von etwa 0,2 bis 0,8 m Dicke, welche sich von den Sinkstücken dadurch unterscheiden, dass sie nicht aus Faschinen zusammengesetzt, sondern aus einzelnen Weidenzweigen geflochten sind. Behufs besseren Zusammenhanges wird in dieselben ein Drahtnetz oder ein Drahtseilgerippe eingeflochten und werden sie auch durch Faschinenwürste oder ein Netz von übergelegten Latten abgesteift. Dieselben können des losen Zusammenhanges wegen nicht fortgeflösst werden, sondern werden unmittelbar an der Verwendungsstelle in einer solchen Breite erzeugt, dass sie unmittelbar den zu schützenden Teil des Ufers über Wasser bedecken und zugleich so weit über die Wasserfläche hinaus reichen, dass sie nach Versenknng mittels Belastungsmaterial den unter Wasser befindlichen Teil der Böschung bedecken. Der obere Teil wird mittels Pfählen an der Böschung befestigt.

Diese bei den nordamerikanischen Strömen benutzten Deckwerke (»Matt-

ress») werden in Breiten von etwa 40 bis 50 m und in beliebigen Längen erzeugt und im Verhältnis des Fertigwerdens versenkt. Am Missouri geschieht die Erzeugung auf grossen, von zwei Pontons getragenen schwimmenden Gerüsten mit geneigter Plattform (Mattress-Boote), wie bei Fig. 40, Taf. 14, und werden hier die Böschungen vorher mittels Wasserspülung, entsprechend Fig. 2, Taf. 14, unter Benutzung von Dampfpumpen hergestellt (ZfB. 1883, S. 271—CBl. 1883, S. 172—ÖW. 1889, N:o 22—HdI. 3 Aufl. S. 353—Engg. Nws. 1901, N:o 18, S. 322).

h. Deckwerke aus Steinmaterial.

Deckwerke aus Steinmaterial (Steinböschungen) bestehen über Niedrigwasser aus Pflasterungen, und unter demselben aus Steinschüttungen (Steinwürfen). Die hierzu benutzten Steine sollen möglichst schwer sein, um einer Bewegung durch die Strömung genügenden Widerstand zu leisten.

Man verwendet zu Pflasterungen meistens Bruchsteine, ausnahmsweise auch Klaubsteine, Hausteine oder Ziegel, welche mit möglichst ebenen Flächen in der Böschungsfläche, möglichst im Verband, auf einer Kiesbettung verlegt werden. Die Fugen werden mit kleineren Steinen ausgekeilt, etwa auch mit Moos gedichtet, in wichtigen Fällen auch mit Cementmörtel verstrichen. Bei feinem Sandboden erhält die Böschung unter der Pflasternng zweckmässig vorher eine Abdeckung mittels Thon, Faschinen, Kalksand oder Beton. Man giebt den Pflasterungen, je nach der Stärke des Angriffes durch das Wasser und der Beweglichkeit des Bodens, eine Dicke von etwa 0,4 bis 1,0 m. Dieselben müssen am unteren Ende eine feste Stütze erhalten, welche entweder aus einem über Wasser ausgeführten, in den Boden eingeschnittenen Steinbankett, einer Bohl- Spund- oder Pfahlwand, oder aus einer unter Wasser hergestellten Steinschüttung besteht. Dort wo diese hölzernen Stützwände eine grössere Höhe erhalten, werden sie zur Erreichung des nötigen Widerstandes gegen Verschiebung auch durch Erdanker mit dem Ufer verbunden.

Die Steinböschungen gehören zu den wirksamsten und dauerhaftesten, jedoch in den meisten Fällen auch zu den kostspieligsten Deckwerken.

Taf. 15, Fig. 1—3. Gepflasterte Böschungen mit über Wasser ausgeführten Steinbanketten am Fusse der Pflasterung. Bei der Anordnung Fig. 1 ist das Pflaster auf einer Kiesbettung verlegt und die Böschung oberhalb der Pflasterung mittels Flachrasen befestigt (Bäche in den Vogesen, ÖZ. 1879, S. 16—AB. 1881, Bl. 1). — Fig. 2 und Fig. 3 sind gepflasterte Böschungen an der Theiss, von welchen erstere aus natürlichem Steinmaterial und letztere aus Ziegeln besteht (AdP. 1890, Pl. 32).

Bei Flüssen mit starkem Gefälle haben sich jedoch derartige Steinbankette oft als ungenügend erwiesen, um der Gewalt jener Gewässer den nötigen Widerstand zu leisten, weshalb man stellenweise statt dessen möglichst tief gegrün-

dete hölzerne Roste mit besserem Erfolg anwendet. Ein Beispiel dieser Art zeigt die folgende Anordnung.

Taf. 15, Fig. 4—4 c. Böschungspflaster mit Gründung des Fusses auf hölzernem Rost, angewendet an der Frutz (Nebenfluss des Rheins, mit 1 bis 1 $^1/_2$ $^0/_0$ Gefälle) in Vorarlberg. Hierbei ist es gut unter dem Rost eine schwache Faschinenlage auszubreiten (ÖZ. 1892, S. 680).

» » Fig. 5—8. Pflasterungen mit hölzernen Wänden als Stütze am Fusse. Bei Fig. 5 (Uferbefestigung an der Düna bei Riga) ruht die Pflasterung auf einer Kiesbettung und stützt sich gegen eine Bohlwand, bestehend aus einzelnen, mit einander verholmten Pfählen, hinter welchen Bohlen in horizontalen Lagen befestigt sind, während bei den gleichfalls an der Düna bei Riga angewandten Anordnungen Fig. 6 und Fig. 7 Spundwände, und bei Fig. 8 (Donaukanal in Wien) verholmte Pfahlwände zur Anwendung gekommen sind. Im letzteren Falle ist die Wand am Fusse durch eine kleine Steinschüttung gegen Unterwaschung durch die Strömung geschützt (IFF. 1884, Pl. 13—ZfB. 1880, Bl. 60—AB. 1866, Bl. 66).

» » Fig. 9—9 a. Damm der Salzburg-Tiroler-Bahn an einem Flusse, mit gepflasterter Böschung, welche sich gegen eine verankerte Pfahlwand stützt. Diese ist hier durch eine bis zum Niedrigwasserspiegel reichende Steinschüttung gegen Unterwaschung gesichert (AB. 1881, Bl. 1).

» » Fig. 10—14. Strandbefestigungen mittels Pflasterungen gegen die Meereswogen auf den ostfriesischen Inseln. Bei der Anordnung Fig. 10 (Baltrum) ruht die nach einer Ebene begrenzte, aus Bruchsteinen bestehende Pflasterung auf einer Bettung aus Ziegelbrocken und einer darunter angebrachten Abdeckung aus ziegelförmigen Klaistücken (Klaisoden). Das Pflaster stützt sich gegen eine verholmte Pfahlreihe, welche gegen eine rückwärtige Bohlwand verankert ist. Letztere ist mit Klaiboden hinterfüllt und die Böschung oberhalb mit Klaisoden abgedeckt. — Die Anordnungen Fig. 11, 12 und 13 sind Böschungen, welche im oberen Teile eine ebene Fläche bilden, im unteren aber konvex und konkav gekrümmt sind, und bei welchen Kalksand (1 : 4) *c* als Bettung zur Anwendung gekommen ist. Bei Fig. 11 (Spiekeroog) besteht der obere Teil aus hochkantigem Klinkerpflaster *d* und der gekrümmte Teil aus in Beton versetztem Bruchsteinpflaster *a*. Das Deckwerk ist unten und oben, gegen Unter- und Hinterwaschung von Spundwänden eingefasst und auf halber Höhe durch eine Holzkonstruktion gleicher Art wie im vorigen Beispiel befestigt. Am Fusse ist hinter der Spundwand statt des Kalksandes ein Betonkörper *b* eingebaut. Bei Fig. 12 (Norderney) ist der gekrümmte Teil der Böschung *a* mit Quadern abgepflastert. Vor dieser Böschung befindet sich noch eine Sohlenbefestigung von ungef. 6 m Breite, bestehend aus einer abgepflasterten und durch Pfähle befestigten Faschinenbettung. Bei den Anordnungen Fig. 13 und 14 (Borkum, ausgeführt bezw. 187 $^5/_6$ und 187 $^8/_9$) besteht die Pflasterung aus Klinkern in Cement, welche am oberen ebenen Teil der Böschung oberst aus Klaisoden *e*, dann aus flachen Ziegeln *d*, und im gekrümmten Teil aus einer zweifachen Schicht hochkantiger Ziegel besteht. Der Fuss hat hier die gleiche Anordnung wie in den vorigen Fällen (ZfB. 1882, Bl. 61).

Unter Wasser werden die steinernen Deckwerke in Form von Steinschüttungen (Steinwürfen, Steinvorlagen) ausgeführt, bestehend aus angeschütteten Steindecken oder Steindämmen, welche bis zur Wasserfläche reichen und dort einen abgepflasterten horizontalen Absatz (Berme) von etwa 0,7 bis 1,0 m ausnahmsweise bis zu 2 m Breite bilden, gegen welchen sich das Pflaster der Böschung stützt. Hierdurch wird bezweckt, dem Pflaster stets eine sichere Stütze zu

verschaffen, auch wenn die Steinschüttung durch Unterwaschung am Fusse teilweise verschoben wird. Bei geneigtem Boden, und bei Schüttungen, welche bei ungenügenden Steinmengen durch dahinter befindliche Erdmassen einem Schube ausgesetzt sind, werden dieselben zweckmässig durch vorherige Baggerung etwas in den Boden versenkt, sowie auch durch eingerammte, vorholmte Pfähle verstärkt. Man giebt den Steinschüttungen eine wasserseitige Anlage von etwa 1 : 1 $^1/_2$ bis 1 : 2.

Taf. 15, Fig. 15—16. Uferbefestigungen bezw. an der Donau bei Regensburg und an der Theiss, mit an die Uferwand lehnenden Steinschüttungen und daran schliessenden gepflasterten Böschungen. Beim letzteren Beispiel ist die steile Pflasterung durch Absätze im Boden gegen Abrutschen versichert (ÖW. 1887, S. 285—1890, Taf. 20).

» » Fig. 17. Steinschüttung mit beiderseitiger Böschung als Dammvorlage bei der Salzburg-Tiroler-Bahn (AB. 1881, Bl. 1).

» » Fig. 18—19. Steinerne Deckwerke, wobei zur Sparung von Steinmaterial eine Hinterfüllung von Kies zur Anwendung gekommen ist. Bei der Anordnung Fig. 18 wurde zuerst eine beiderseits geböschte Steinschüttung von kleinerer Höhe als die Wassertiefe hergestellt und bis zur Wasserfläche mit einer Kiesschüttung hinterfüllt, deren Böschung mit einem Steinbewurf befestigt ist und welche in der Höhe der Wasserfläche eine gepflasterte Berme bildet. An letztere schliesst sich eine gepflasterte Böschung. In Fig. 19 wurden statt des Steinbewurfes behufs Erreichung eines grösseren Widerstandes mehrere über einander gelegene, mit Kies hinterfüllte Steinschüttungskörper angewendet, welche wasserseitig eine einzige Böschung bilden.

» » Fig. 20. Steinschüttung mit versenkter Sohle und mit Verstärkungspfählen, an der Weichsel bei Graudenz (ZfB. 1882, Bl. 32, 37).

» » Fig. 21. Befestigung einer Dammböschung der Österreichischen Südbahn (Legrader Lehne, beim Zusammenfluss der Mur und der Drau). Der Damm wurde landseitig aus Letten, und zum Schutz des letzteren gegen Zerfliessen und gegen die Strömung, wasserseitig aus Kies hergestellt, dessen Böschung wieder unter Niedrigwasser durch Senkfaschinen, dann bis etwas über Mittelwasser durch eine kräftige Steinschüttung und oberhalb bis über Hochwasser durch Flechtzäune und Pflanzungen befestigt wurde.

B. Balkenwände und Steinkästen.

In holzreichen Gegenden werden auch Uferschutzbauten aus Holz, meistens zusammen mit Steinen und Reisig, mit gutem Erfolg angewendet. Dies ist namentlich der Fall bei Wildbächen und Flüssen in Gebirgsgegenden.

Bei kleineren Wildbächen, welche zeitweilig grössere Geschiebemassen abzuführen haben, geschieht die Befestigung oft durch Anlage eines das ganze Querprofil umfassenden hölzernen Gerinnes (s. g. Schuss- oder Schottertennen), deren Anordnung aus dem folgenden Beispiel zu ersehen ist.

Taf. 15, Fig. 22. Schottertenne bei den Durchlässen der Salzburg-Tiroler-Bahn. Das Gerinne besteht hier aus hölzernen Unterlagsrahmen und daran genagelten Rundhölzern von ungef. 15 cm Dicke (AB. 1880, Bl. 1, Fig. 3).

Die eigentlichen Uferdeckwerke aus Holz und Stein, s. g. Uferarchen

oder Wehren, bestehen teils aus einfachen Balkenwänden, teils aus kastenförmigen Bauwerken (Steinkästen), von denen erstere die Uferwand bekleiden, letztere aber entweder längs derselben fortlaufen (Bockwehren, Bürstenwehren, Schragenwehren, Schrottkästen), oder nur an einzelnen Punkten arm- oder buhnenartig vom Ufer hervortreten, behufs Ableitung der Strömung (Kastensporen).

Die hölzernen Uferschutzbauten haben zwar im Allgemeinen den Nachteil der Vergänglichkeit des Holzes durch Fäulnis, pflegen aber dort, wo das Holz von kalkhaltigem Wasser durchtränkt oder gar in Kalkschutt begraben wird, von ausserordentlich langer Dauer zu sein.

I. Längs des Ufers fortlaufende Anlagen.

Die einfachsten Anlagen dieser Art bestehen aus Balkenwänden (s. g. Blockwänden), welche aus über einander gelegten, oft mit einander verdübelten Bäumen (Schrottbäumen) zusammengesetzt und durch quer dagegen gelegte Ankerbäume mit der Uferwand verankert sind, sowie aus s. g. Bockwehren, nämlich schiefen Reisigwänden, welche von Balken und darunter befindlichen Holzböcken getragen werden. Eine grössere Solidität wird jedoch erreicht, durch Anwendung vollständiger, mit Steinen gefüllter Holzkästen (Schrottkästen, Schragenwehren).

Taf. 15, Fig. 23. Befestigung einer Strassendamm-Böschung mittels Blockwand gegen das Hochwasser des Fella-Flusses in Kärnthen (AB. 1880, S. 17, Bl. II).

Die folgenden Typen von Uferschutzbauten Fig. 24—29 sind bei den Wildbächen und Flüssen der Bukowinaer Karpathen gebräuchlich, wo sie sich sehr gut bewährt haben sollen. Bei denselben kommen ausschliesslich nur einfache Holzverbindungen und Holznägel, ohne Zuhilfenahme von Eisenbestandteilen, zur Anwendung (ÖM. 1898, S. 66, Taf. 11—12).

Taf. 15, Fig. 24. Einfache Balkenwand (s. g. Grainerwerk), wobei sich die Schrottbäume *a* mit beschlagenen Flächen dicht an einander schliessen und mit einander verdübelt sind. Die Ankerbäume *b* bestehen aus Rundhölzern. Die Wand ist mit Steinmaterial hinterfüllt.

» » Fig. 25—26. Bockwehren. Bei der schwächeren Anordnung Fig. 25 besteht die Wehre aus in den Flussboden gesteckten Böcken *B* und vier darüber gelegten Langbäumen, von denen der oberste *L* etwas stärker ist, über welchen Bäumen eine Reisiglage *R* aufgebracht und mit Steinen belastet, sowie mit einem am unteren Ende übergelegten Baum befestigt ist. Am oberen Ende sind die Reiser in schwalbenschwanzförmigen Nuten im Langbaume eingelassen und mittels Keilen befestigt. Die stärkere Anordnung Fig. 26 ist sonst von gleicher Art wie die vorige, wobei aber unter den Böcken eine Bodenbefestigung, bestehend aus einer Reisiglage, aufgebracht ist, auf welcher die Böcke lose aufsitzen. Letztere sind durch eingetriebene Pfähle *P* gegen Verschiebung gesichert.

» » Fig. 27—27 a. Kastenförmiges Deckwerk von dreieckigem Querschnitt (Bürstenwehre). Hierbei werden entsprechend dem Grundriss Fig. 27 a

in Entfernungen von 5,5 m Querschwellen A in den Boden eingelassen, worauf der Kasten unter Anwendung einer einzigen vorderen Langschwelle L und mehrerer über einander gelegter hinterer Langschwellen $L_1 L_2 L_3 L_4$ . . (je nach dem Stand des Hochwassers auch bis zu etwa doppelt so vielen) und Querriegeln Q, nebst zwischen gelegten mit Klaubsteinen belasteten Reisiglagen $R_1 R_1 R_2 R_3 R_4$ mit fächerförmigem Querprofil aufgeführt ist. Das verwendete Nadelreisig wird an den Langhölzern in schwalbenschwanzförmigen Nuten (ersichtlich im Grundriss Fig. 27 a) unter Anwendung von Keilen befestigt.

Taf. 15, Fig. 28—28 a. Schrottkasten von rechteckigem Querprofil, bestehend aus einem Steinkasten aus Rundholz, mit zwei vertikalen Langwänden, Querriegeln und Boden für die Belastungssteine (Schwerboden), und mit einer Unterlage von Nadelreisig von wenigstens 10 cm Stärke.

» » Fig. 29—29 a, Schragenwehre. Diese Anlage ist von gleicher Art wie die vorige, jedoch von trapezförmigem Querschnitt und mit einem Schwerboden, bestehend aus Querriegeln in Abständen von 0,75 m, welche mittels Flechtwerk F mit einander verbunden sind.

» » Fig. 30. Amerikanisches Uferdeckwerk aus Rundholz und Steinen (cribwork) (Lavoinne & Pontzen, Les chemins de fer en Amerique I, Paris 1880).

» » Fig. 31. Uferschutz in Libau, bestehend aus einer verankerten Pfahlwand P und vor derselben versenkten Steinkästen K nebst Sinkstücken S, und über denselben angebrachter, abgepflasterter Steinschüttung mit zwei Bermen. Hinter der Pfahlwand befindet sich eine gepflasterte Böschung auf einer Hinterfüllung von Thon in Säcken T und Sand (CBl. 1889, S. 220).

2. Kastensporen.

Die Kastensporen werden in gleicher Weise ausgeführt, wie die längs des Ufers laufenden Steinkästen und erhalten entweder eine zum Ufer senkrechte, oder eine stromabwärtz geneigte (deklinante) Richtung.

Taf. 16, Fig. 1—1 c. Kastensporen zum Schutz einer Strassenböschung an der Fella in Kärnthen. Die Füllung besteht hier nur aus Steinmaterial (AB. 1888, Bl. II, III—ÖW. 1889, Bl. I).

» » Fig. 2—2 b. Kastensporen von der in den Bukowinaer Karpathen üblichen Bauart. Dabei wird auf eine über das Werk auf allen Seiten vorstehende Reisiglage ein trapezförmiger Balkenrahmen aufgelegt und mit grossen Klaubsteinen angefüllt. Darauf folgt eine weitere Reisiglage, ein zweiter gegen den unteren zurückspringender Rahmen, ebenso ein dritter und u. s. f. weitere Rahmen. Die Langhölzer eines jeden Rahmens werden mit denen des darunter befindlichen durch hölzerne Nägel verbunden (ÖM. 1898, S. 67, Taf. 12).

C. Strandbuhnen.

Sandige Meeresufer können teils durch die gegen dieselben gerichteten Wellen, teils durch längs derselben streichende Strömungen einer Zerstörung durch Abtreiben des Sandes ausgesetzt sein. Während gegen die ersteren Angriffe Uferdeckwerke von der früher besprochenen Art (s. Taf. 15, Fig. 10—14) mit Erfolg angewendet werden, können im anderen Falle nur s. g. Strandbuhnen einen

Schutz gewähren. Es sind dies armartige, vom Ufer ins Wasser hinaus reichende niedrige Dämme, welche aus Pfählen, Faschinenpackwerk und Steinen bestehen und eine Länge bis zu etwa 200 m und mehr erhalten können. Da die Strömung fast stets wechselt, so erhalten dieselben eine zum Ufer senkrechte Richtung und nach dem Kopfe zu eine dem Gefälle des Strandes entsprechende Neigung, sowie eine Höhe, welche diejenige des Bodens nur wenig überragt. Letzteres ist notwendig zur Vermeidung von zu heftigen Angriffen durch Strömung und Wellen.

Die Strandbuhnen bestehen in der einfachsten Form aus einem Flechtzaun, oder einer schwachen Pfahlwand, bezw. einer dichten Reihe von dünnen Pfählen. Bei stärkeren Angriffen bestehen dieselben aus zwei oder mehreren Pfahlwänden mit zwischengepackten Steinen, auf einer Unterlage von Faschinenpackwerk.

Taf. 16, Fig. 3. Lageplan des Uferschutzes mittels Strandbuhnen auf Norderney. Wie aus der mit punktierter Linie angedeuteten Lage des Dünnenrandes vom Jahre 1820 zu ersehen, wurde von jener Zeit bis Ausführung dieser Schutzwerke (begonnen 1861) durch den Flutstrom ein grösseres Landgebiet abgetrieben (ZfB. 1882, S. 530, Bl. 61).

» » Fig. 4—4 c. Konstruktion der in den Jahren 1861—1863 ausgeführten Strandbuhnen auf Norderney. Diese Buhnen sind 190 bis 210 m lang, beginnen im Vorbau des vorher besprochen Dünenschutzwerks (Taf. 15, Fig. 12) und haben eine solche Neigung, dass ihre Krone, an der Wurzel 1,5 m über dem gewöhnlichen Hochwasser liegend, am Kopf nur etwa 0,3 m über dem Spiegel des gewöhnlichen Niedrigwassers hervorragt. Ihr gegenseitiger Abstand ist ungefähr gleich ihrer Länge. Dieselben bestehen aus einem 40 bis 60 cm starken Faschinenkörper mit Schüttung von ungef. 20 cm starken Steinbrocken und einer Decke von schweren, 30 bis 40 cm starken Quadern, nebst fünf in der Längsrichtung der Buhne geschlagenen Pfahlwänden und Querwänden in gegenseitigen Abständen von ungef. 9 $^1/_2$ m. Im Querschnitt ist die Krone gewölbt, so dass der Rücken 0,44 m höher liegt, als die seitlichen Bermen. Die Kronenbreite beträgt in der oberen Strecke 5,84 m und nimmt nach dem Kopfe bis 8,76 m zu. Letzterer ist halbkreisförmig abgerundet. Die Pfähle haben 2 bis 3 m Länge. Diese Anlagen haben sich sehr gut bewährt.

Die später, nach 1873 hier erbauten Buhnen sind in etwas leichterer Weise konstruiert, indem ihre Länge nur 165 m und die Kronenbreite 5 bis 7 m beträgt. Die Abdeckung besteht der geringeren Kosten wegen im mittleren Teil aus Bruchsteinen, während die äusseren Ränder nebst den Bermen und Kopfende der Sicherheit halber mit Quadern von 0,4 m Stärke gedeckt sind (ZfB. 1882, S. 530, Bl. 61—HZ. 1864, S. 311).

» » Fig. 5—5 b. Strandbuhne auf Borkum. Von den auf dieser Insel angewendeten Strandbuhnen wurde diese im Jahre 1879 ausgeführt. Dieselbe hat im Ganzen 196 m Länge, 8,8 m Breite und ist folgendermassen konstruiert: Zwischen zwei Pfahlwänden und von 0,6 m hohen und 0,3 m starken Quaderbordsteinen eingefasst, ist eine gewölbte, 4,4 m breite Bruchsteinpflasterung mit Unterlage von Steinbrocken und Packwerk hergestellt, welche durch in gegenseitigen Abständen von 10 m geschlagene Querfahlreihen in 20 Felder geteilt ist. Die 1,5 m breiten Bermen bestehen aus Packwerk und Quaderabdeckung. An dem 38 m langen Kopfe sind die Längspfahlwände auf 8 Stück vermehrt und sind dieselben ganz mit Quadersteinen abgepflastert (ZfB. 1882, S. 53, Bl. 61).

D. Bohlwerke.

Die Bohlwerke, auch Bollwerke genannt, sind im Allgemeinen lotrechte, oder nur wenig von dieser Richtung abweichende, daher einem Schube ausgesetzte Ufereinfassungen, bestehend aus eingerammten Tragpfählen, aufgesetzten Ständern aus Holz oder Eisen, hölzernen Blöcken und einer gegen dieselben sich stützenden, den Erddruck aufnehmenden Hinterkleidung, sowie aus Spund- oder Pfahlwänden. Die Hinterkleidung besteht aus Bohlen, gemauerten Gewölben, Betoneisen-Konstruktionen, oder eisernen Platten. Wenn daher auch die Bohlwerke auf Grund ihres allgemeinen Zweckes in das Gebiet des »Erdbaues« gehören, so finden dieselben dennoch die allermeiste Anwendung als Uferbekleidungen (Uferschälungen), weshalb eine Besprechung ihrer konstruktiven Anordnung hier erforderlich ist, während bezüglich ihrer etwaigen Berechnung auf den »Erdbau« und die »Baumechanik« verwiesen wird.[1]

Bei ungenügender Tragfähigkeit der Pfähle und bei Anwendung von aufgesetzten Ständern werden die Bohlwerke durch s. g. Erdanker mit dahinter befindlichen festen Punkten verankert. Dies ist bei eingerammten Pfählen bei weicher nachgiebieger Beschaffenheit des Bodens, und bei grösserer Wandhöhe erforderlich. Da nichts destoweniger kleinere Verschiebungen der Wand vorzukommen pflegen, so ist es zur Vermeidung eines unvorteilhaft aussehenden Überhängens angezeigt, derselben stets eine Neigung von etwa $1/20$ bis $1/10$ zu geben. Bei Bohlwerken, welche der Strömung oder dem Wellenschlag ausgesetzt sind, muss die Hinterkleidung so tief in den Boden niedergeführt sein, dass ein Unterwaschen derselben vermieden wird, wenn nicht hiergegen eine besondere Versicherung durch Steinschüttungen oder Senkfaschinen zur Anwendung kommt.

Von Wichtigkeit ist die Beschaffenheit der Hinterfüllung. Dieselbe soll mit Rücksicht auf die Dauerhaftigkeit des Holzwerkes möglichst frei sein von pflanzlichen und tierischen Bestandteilen und am besten aus reinem, sandigem, oder kiesigem Thon bestehen, sowie zur Minderung des Schubes in wagrechten Schichten eingestampft sein. Unmittelbar hinter der Wand wird zur Entwässerung und gegen ein Hinausspülen der Hinterfüllung durch die Fugen zweckmässig eine Schicht von Kies, kleinerem Steinmaterial, oder Beton angebracht, wodurch auch die Dauerhaftigkeit des Holzes begünstigt und der Erdschub vermindert wird, namentlich bei eintretendem Frost.

I. Hölzerne Bohlwerke.

Diese am häufigsten angewendete Art von Bohlwerken besteht in den meisten Fällen aus eingerammten Pfählen, welche je nach der Höhe und Stärke

[1]) Über die Berechnung von Bohlwerken s. HZ. 1884, S. 110—1893, S. 30.

der Hinterkleidung einen gegenseitigen Abstand von etwa 1,0 bis 1,5 erhalten und durch Holme oder Zangen mit einander verbunden sind, und aus einer Hinterkleidung von wagrechten Bohlen oder einer Spundwand. Es giebt ferner auch Bohlwerke, bestehend aus einer dichten Pfahlwand. Die Pfähle bestehen am besten aus unbeschlagenen, gerade gewachsenen Rundhölzern, und werden für unverankerte Bohlwerke bei weichem Boden etwa ebenso tief eingerammt, wie sie oben frei stehen, während bei festem Boden und bei Anwendung von Verankerungen der eingerammte Teil etwa $^1/_3$ der ganzen Länge betragen kann. Sie werden dann nur auf der rückwärtigen Seite für das genaue Anlegen der Verschalung etwas beschlagen. Nur ausnahmsweise wird des Aussehens wegen der über dem Erdboden befindliche Teil kantig beschlagen.

a) Unverankerte Bohlwerke.

Taf. 16, Fig. 6—10. Anordnungen bei Bohlwerken ohne Verankerung, wie solche bis zu etwa 3 m Höhe zur Anwendung kommen. Bei der Anordnung Fig. 6—6 a sind die runden Pfähle in einen übergelegten Holm verzapft, welcher für den Wasserabfluss an der oberen Fläche abgerundet oder abgeschrägt wird. Statt dessen werden die Pfähle auch entsprechend Fig. 7 durch eine vorne angeschraubte Zange mit einander verbunden. Die Pfahlköpfe werden dann für den Wasserabfluss schief abgeschnitten und zum besseren Schutz noch etwa durch ein aufgenageltes Brettchen abgedeckt. Die Pfähle sind in diesem Beispiel im sichtbaren Teil kantig beschlagen.

Der Stoss des Holmes erfolgt stets über einem Pfahl und wird entweder entsprechend Fig. 6 a stumpf, oder wie in Fig. 6 b mit Überblattung angeordnet und mittels beiderseitiger Klammern (Fig. 6 a) oder durch ein umgelegtes Band (Fig. 6 b, Fig. 6 c) befestigt. Gut ist es, wie in Fig. 6 c über dem Stoss ein Schutzblech anzubringen. Der in der Erde sitzende Teil der Pfähle gewinnt an Dauerhaftigkeit durch vorheriges Anbrennen und Verkohlen der Oberfläche.

Die Hinterkleidung besteht über Wasser aus wagrechten Bohlen von etwa 5 bis 7 cm und in der Höhe des häufigeren Wasserwechsels bis zu etwa 10 cm Stärke, so dass im letzteren Falle im unteren Teil eventuell eine grössere Dicke zur Anwendung kommt, als im oberen. Es wird aber in diesem Falle statt dessen auch der unter Wasser befindliche Teil entweder aus doppeltem Bohlenbelag entsprechend Fig. 7, oder aus einfacher Bohlenschicht nebst Spundwand (Fig. 8), oder nur als Spundwand, entsprechend Fig. 9 nnd 10 hergestellt, welche sich gegen ein Gurtholz stützt. Bei Anwendung von einfachem Bohlenbelag unter Wasser, werden bei grösserer Wassertiefe die Bohlen mittels Leisten zu Tafeln vereinigt, und so hinter den Pfählen niedergeschoben. Anstatt solcher Wände sind unter Wasser auch Senkfaschinen hinter den Pfählen zur Anwendung gekommen.

Die Fugen der Bebohlung werden glatt gehobelt und nicht gespundet oder gefalzt. Nachdem aber bei einer aus feinem Sand bestehenden Hinterfüllung diese durch die Fugen leicht hinausgespült wird, so kann dies durch Anbringung einer sorgfältig gestampften Schicht von Torf, Faschinen oder magerem Beton verhindert werden. Bei Bohlwerken an fliessenden Gewässern wird zum Schutze der Pfähle gegen ein Abschleifen durch Geschiebe, Eis etc., nebst der erdseitigen Bebohlung zuweilen auch noch an der Aussenseite eine Bohlenverschalung angebracht.

» » Fig. 11—11 b. Bohlwerk, nur aus einer verstrebten Spundwand bestehend (Ufereinfassung beim Petroleumhafen in Hamburg). Hier bildet das

Bohlwerk nur den Fuss einer 5 m hohen Erdböschung und besteht aus einer 20 cm starken Spundwand, welche in angedeuteter Weise an der Vorderseite durch vertikale und geneigte Pfähle von 42 cm Stärke verstrebt ist (ÖZ. 1881, DB. 1884, S. 394).

Taf. 16, Fig. 12—12 a. Verstrebtes Bohlwerk, angewendet bei einem Fangedamm während der Ausführung der Freihafenanlagen in Kopenhagen (1891—94). Die Spundwand bestand hier aus 7 1/2 cm starken Bohlen mit eingeschobenen losen Federn aus 50 × 5 mm Flacheisen (TFF. 1895, Pl. II—s. »Grundbau« S. 136). [1]

b) Verankerte Bohlwerke.

Nachdem Bohlwerke mit eingerammten Pfählen bei weichem Boden oder infolge von grösserem Erddruck als bei etwa 3 m Höhe, nicht mehr standsicher zu sein pflegen, so sind in diesem Falle, sowie bei Bohlwerken mit aufgesetzten Ständern überhaupt, Verankerungen erforderlich. Diese bestehen aus hölzernen oder eisernen Zugstangen, welche bei kleineren Höhen etwa von jedem vierten und bei grösseren von jedem dritten oder zweiten, ausnahmsweise von jedem einzelnen Pfahl bezw. Ständer ausgehen, und deren hinteres Ende an festen Punkten verankert ist. Letztere bestehen entweder aus Platten oder Scheiben aus Holz, Eisen oder Betoneisen, aus eingerammten Ankerpfählen oder aus Gegenwänden, welche aus Pfählen und Bohlen zusammengesetzt sind, manchmal wohl auch aus Mauerkörpern. Hierbei ist darauf zu sehen, dass diese Ankerpunkte möglichst in unbeweglichen Boden zu liegen kommen, während dort wo dies nicht zu erreichen ist, ihre Unverrückbarkeit durch besondere Anordnungen gesichert werden muss.

Hölzerne Zugstangen haben gegenüber eisernen den Nachteil der weitaus geringeren Dauerhaftigkeit, welche von dem Preisunterschied meistens nicht aufgewogen wird. Man verwendet daher gegenwärtig auch meistens nur Zugstangen der letzteren Art. Die Anker werden entweder in einer oder in zwei Reihen über einander angebracht (doppelte Verankerungen).

Zur gleichmässigen Verteilung der Wirkung der Anker auf alle Pfähle, werden namentlich dort wo nicht jeder Pfahl ein Anker erhält, die Pfähle durch auf der Vorder- oder Rückseite in der Längsrichtung angeschraubte Gurthölzer (Zangenhölzer) mit einander verbunden.

Bohlwerke mit hölzernen Verankerungen.

Diese Verankerungen bestehen aus hölzernen Ankerbalken, welche unter Benutzung von Anker-Riegeln an Anker-Pfählen befestigt sind.

Taf. 16, Fig. 13—15. Gewöhnliche Anordnung einfach verankerter Bohl-

---

[1]) Bezüglich dieser und der später beschriebenen Anlagen des Freihafens von Kopenhagen vergl. »Den tekniske Forenings Tidskrift« Kopenhagen 1894—95 & H. C. V. Möller »Kjöbenhavns Frihavnsanlag« Kopenhagen 1895.

werke mit hölzernen Ankerstangen, wie solche bei Höhen von etwa 3,5 bis 5,0 m an jedem zweiten bis vierten Pfahl zur Anwendung zu kommen pflegen. Hierbei werden die Ankerstangen *A* entweder wie in Fig. 13—13 a doppelt, oder wie in Fig. 14—14 a einfach angeordnet. Die Verbindung mit dem Pfahl geschieht im ersteren Falle entsprechend Fig. 13 a mittels eines durchgezogenen Schraubenbolzens und eines umgelegten Bandeisens, während im letzteren Falle nur ein Bandeisen zur Befestigung dient. Das zur gegenseitigen Verbindung der Pfähle dienende Gurtholz *G* (Fig. 13—13 b) ist hier wie gewöhnlich auf der Rückseite unter den Ankerbalken angebracht, mit welchem es durch Verkämmung verbunden ist. Hierbei ersetzt das Gurtholz eine Bohle des Belages, nebstdem man hierdurch auf der vorderen Seite eine ebene Fläche gewinnt, wobei aber die Befestigungsschrauben des Gurtholzes auf Zug beansprucht werden. Statt dessen wird das Gurtholz auch an der Vorderseite angelegt und die Ankerbalken auf dasselbe aufgekämmt, oder mit demselben mittels eines Bandeisens oder eines schwalbenschwanzförmig ausgekeilten Zapfens verbunden. Dabei wird das Gurtholz meistens durch angeschraubte oder angenagelte Knaggen unterstützt, wie aus der folgenden Figur zu ersehen.

Am rückwärtigen Ende sind die doppelten Ankerbalken auf einem Anker-Riegel *R* aufgekämmt, welcher sich gegen einen oder zwei Ankerpfähle *P* anlehnt (Fig. 13—13 a & Fig. 14—14 a). Statt des Riegels kann auch ein durchgesteckter Keil *K* (Fig. 15—15 a) benutzt werden und können zur Erhöhnung des Widerstandes auch Zwischenpunkte mit Riegeln und Ankerpfählen versehen werden. Am unteren Ende ist der Bohlenbelag durch eine dahinter geschlagene Spundwand *S* gegen Unterwaschnng gesichert (Bk.).

Taf. 16, Fig. 16. Aufgeständertes Bohlwerk mit einfacher Verankerung, welches unter Niederwasser aus einer von eingerammten Pfählen gestützten Spundwand, oberhalb aber aus einer Bohlenwand besteht, die von verankerten Ständern getragen wird. Letztere sind auf die Pfahlköpfe aufgesetzt und durch Zapfen, Laschen und Schraubenbolzen mit denselben und mit den Gurthölzern der Spundwand verbunden.

Solche aufgeständerte Bohlwerke pflegen gewöhnlich nur als Rekonstruktionen von schadhaft gewordenen Pfahlbohlwerken der vorgenannten Art vorzukommen, indem bei denselben die über Wasser befindlichen, durch Fäulnis zerstörten Teile beseitigt und durch die aufgesetzte Konstruktion ersetzt werden.

» » Fig. 17. Bohlwerk mit einfachen Ankerbalken und je vier Ankerpfählen *P* und P_1, angewendet in Harburg (HZ. 1860, Bl. 161).

» » Fig. 18. Einfach verankertes Bohlwerk mit verstrebten Ankerpfählen. Die Ankerpfähle *F* sind durch die Streben *S* gegen die am Fusse der Bohlenwand geschlagenen Pfähle P_1 verstrebt (Schw.).

» » Fig. 19—19 a. Verstrebtes und verankertes Bohlwerk bei einem Kastenfangedamm, angewendet beim Bau der Freihafenanlagen in Kopenhagen (1891). Diese Anlage ist sonst von gleicher Art wie bei obiger Fig. 12, wobei aber die beiderseitigen Bohlwerke des Dammes gegenseitig verankert sind. Um beim Setzen des Erdreichs ein Durchbiegen oder gar ein Brechen der Ankerbalken zu vermeiden, wurde hier das bei langen hölzernen Zugstangen immer erforderliche Mittel angewendet, dass dieselben durch besondere Tragpfähle *T* unterstützt wurden (s. »Grundbau», S. 140—TFF. 1895, Pl. II).

» Fig. 20. Bohlwerk mit nach abwärtz geneigten Ankerbalken und wagrechter Verstrebung der Ankerpfähle mit den Wandpfählen (CI. 1870, Taf. 14).

» » Fig. 21—22. Bohlwerke gleicher Art wie das vorige, wobei jedoch anstatt eingerammter Pfähle hölzerne Böcke zur Anwendung kamen. Im ersteren Falle (Hafen zu Ystad) sind die Böcke auf einem aus Steinkästen *K* bestehenden Unterbau mit Faschinenunterlage *F* bestehenden Unterbau befestigt (IFF. 1870).

Taf. 17, Fig. 23. Nach vorne verstrebtes Pfahl-Bohlwerk (CI. 1874, Taf, 14).

» » Fig. 24—25. Bohlwerke gleicher Art wie das vorige, in den Häfen zu Havre und Brake (AdP. 1889, Pl. I—HZ. 1868, Bl. 407).

» » Fig. 26. Nach vorne verstrebtes Bohlwerk mit Böcken (Bck.).

Taf. 17, Fig. 1—2. Doppelt verankerte Bohlwerke mit besonderen Ankerpfählen P und P_1 für jede Zugstange, wie solche bei Höhen über etwa 5 m zur Anwendung zu kommen pflegen. Bei der Anordnung Fig. 1 sind die oberen Anker an jedem zweiten und die unteren an jedem zwischenliegenden Pfahl angebracht, während bei der Anordnung Fig. 2 die Anbringung der Anker über einander erforderlich ist (Schw.).

Taf. 17, Fig. 3. Doppelt verankertes Bohlwerk mit zwei doppelten, beide Anker fassenden Ankerpfählen (Geestemünde) (HZ. 1865, Bl. 309).

» » Fig. 4—7. Doppelt verankerte Bohlwerke mit nach einem Punkt zusammenlaufenden Ankerbalken. Bei der Anordnung Fig. 4 (Hafen von Siófok am am Plattensee—AB. 1867, Textbl. 269) besteht die Wand des Bohlwerkes aus einer Spundwand, während dieselbe bei Fig. 5 (Uferbefestigung an der Düna bei Riga—ZfB. 1880, Bl. 60) aus einer Pfahlwand besteht, welche durch Reibepfähle (Prellpfähle) P gegen Beschädigungen durch Fahrzeuge etc. geschützt ist. Bei der in Fig. 6 dargestellten Anordnung eines älteren Bohlwerkes im Hafen von La Rochelle sind die Ankerbalken durch je zwei Tragpfähle unterstützt, welche zugleich als Ankerpfähle dienen. Fig. 7 ist ein aufgeständertes Bohlwerk mit doppelter Verankerung, angewendet im Hafen zu Brake. Auch hier sind die Zuganker durch Tragpfähle unterstützt (HZ. 1868, Bl. 405).

» » Fig. 8—8 a. Neueres doppelt verankertes Bohlwerk als Kaianlage im Freihafen zu Kopenhagen, ausgeführt im Jahre 1894. Die Ausführung dieses grossartigen, 9 $^1/_2$ m hohen Bohlwerkes geschah im Schutze der in Taf. 16, Fig. 12 & 19 ersichtlichen Fangedämme, im Trockenen. Die in gegenseitigen Abständen von etwa 1,1 m mit $^1/_{16}$ Neigung eingerammten Pfähle sind im oberen Teil kantig beschlagen. Die Bekleidung besteht aus einer dreifachen Bohlen- und Spundwand und zwar zuerst aus zwei wagrechten Bohlenlagen, welche über Wasser 3 und 5 cm und unterhalb 4 und 5 cm Dicke haben, und hinter welchen sich unter Wasser noch eine Spundwand von 8 cm Stärke befindet (TFF. 1895, Pl. III).

» » Fig. 9—11. Mehrfach verankerte und verstrebte Bohlwerke, zusammen mit Böschungen. Bei diesen in englischen Häfen als Kaianlagen gebräuchlichen Anordnungen ist nur der unter Niedrigwasser befindliche Teil der Bohlwerkswand hinterfüllt, während der obere Teil des Ufers ganz oder teilweise geböscht und mit Bohlen belegt oder gepflastert ist. Hierdurch wird bezweckt, die vorderen, wichtigeren Hölzer behufs Minderung des Erddrucks, grösserer Dauerhaftigkeit und leichterer Erneuerung von der Berührung mit der Hinterfüllung frei zu halten. Die Anordnungen Fig. 9 und 10 befinden sich im Hafen von Newcastle (ZfB. 1883, Bl. 41) und Fig. 11 im Hafen von Glasgow (CBl. 1885, S. 542).

Hölzerne Bohlwerke mit eisernen Verankerungen.

Die eisernen Verankerungen bestehen aus Rundeisen-Zugstangen von etwa 25 bis 50 mm Stärke, welche in gegenseitigen Abständen von etwa 3 m und mehr angebracht werden und an den Enden mittels Schraubenmuttern festgehalten werden. Am vorderen Ende geschieht die Befestigung an einem vor der Wand angelegten Gurtholz, während am hinteren Ende der Anschluss an einen Riegel statt-

findet, welcher mit Ankerpfählen, Scheiben oder Tafeln gleicher Art in Verbindung steht, wie früher besprochen.

Taf. 17, Fig. 12. Bohlwerk mit eisernen Zugstangen und Ankerscheiben im Hafen von Trondhjem (AdP. 1897 I, Pl. 17).

» » Fig. 13. Bohlwerk im Hafen von Pillau. Dasselbe besteht unter Niedrigwasser aus einer Spundwand, welche mit einer Schicht Beton hinterfüllt und durch eiserne Zugstangen von 10 m Länge und 3,0 m gegenseitigem Abstand, mit je zwei Ankerpfählen nebst Tafel verankert ist. Oberhalb besteht das Ufer aus einer gepflasterten Böschung. Die Reibepfähle haben einen gegenseitigen Abstand von 4 m (ZfB. 1884, S. 159—1895, Ergänz. Heft Taf. XV—IFF. 1884, Pl. 28—AdP. 1891, I, Pl. 29).

Taf. 17, Fig. 14. Uferschälung im Hafen von Emden, ausgeführt 1895—96. Das Bohlwerk besteht aus einer verholmten Spundwand mit vorgesetzten Reibepfählen (Gordungspfählen) in Abständen von 12 m und Verankerungen alle 3 m. Diese bestehen aus eisernen Ankerstangen von 9,5 m Länge und verstrebten Ankerpfählen nebst Tafeln. Die Anlagekosten betrugen 272,6 Rmk. für 1 m Länge (ZfB. 1900, Statist. Nachweisungen, Wasserbauten, S. 6).

» » Fig. 15. Uferschälung in Svinemünde (Eich-Staden), erbaut 1894—95. Das Bohlwerk besteht bis Mittelwasserhöhe aus einer Spundwand mit doppelten Gurtungen und darüber aus einer gegen die Reibepfähle sich stützenden Bohlwand. Der gegenseitige Abstand der Reibepfähle beträgt 1,33 m und jener der Verankerungen 4,0 m. Letztere bestehen aus 16 m langen eisernen Zugstangen und Ankerpfählen mit Tafeln. Die Kosten des 1402 m langen Bauwerkes betrugen 453,5 Rmk. für 1 m Länge (ZfB. 1900, Statist. Nachw. Wasserbauten, S. 6).

» » Fig. 16. Uferbohlwerk im Hafen zu Hamburg, mit Pfahlwand unter Niedrigwasser, deren Fugen durch niedergeschobene Bohlen gedeckt sind, während der obere Teil aus einer Bohlwand hinter eingerammten Pfählen besteht, vor welchen noch besondere Reibepfähle angelegt sind. Die Ankerpfähle sind durch schiefe Pfähle verstrebt (HZ. 1882, Bl. 870).

» » Fig. 17. Doppelt verankertes Bohlwerk gleicher Art wie das vorige, beim Benser Deichsiel in Ostfriesland (HZ. 1893, Bl. 9).

» » Fig. 18. Doppelt verankertes Bohlwerk im Hafen zu Brahemünde. Hier hat die Bohlwerkswand die gleiche Anordnung wie in den vorigen Beispielen, wobei aber die unteren wagrechten Ankerstangen in der Höhe des Niedrigwassers aus Holz, und die vom oberen Ende der Wand zu den gemeinsamen Ankerpfählen schief niedergehenden Zugstangen aus Eisen bestehen. Die Wand und die hölzernen Ankerstangen sind mit einer Thonschicht hinterbettet (ZfB. 1888, Bl. 36).

» » Fig. 19—21. Aufgeständerte Bohlwerke mit doppelten Verankerungen, bezw. in den Häfen von Oldersum (HZ. 1873, Bl. 550), Kiel (Fr.) und Flensburg (HZ. 1884, S. 110).

» » Fig. 22. Neueres aufgeständertes Bohlwerk für 9,5 bis 11,5 m Wassertiefe bei den neuen Hafenanlagen zu Bremerhaven. Hierbei besteht der unter Niedrigwasser befindliche Teil aus 1,25 m von einander entfernten Pfahlböcken, welche aus je zwei nach vorne geneigten Druckpfählen und einem nach hinten geneigten Zugpfahl bestehen und welche durch Zangen und Streben mit einander verspreizt sind. Hinter diesem Pfahlwerk ist im oberen Teil eine Spundwand geschlagen, während der untere Teil aus einer Böschung besteht, und ist über dieser Anlage in der Höhe des Niedrigwassers eine mit Bohlenbelag versehene Plattform angebracht, an deren vorderem Ende eine aufgeständerte, durch eiserne Zugstangen mit den Böcken verankerte Bohlwand aufgestellt ist. Diese Anordnung hat den Vorteil, trotz der bedeutenden Höhe von 12,5 m äusserst standsicher zu sein und

später, wenn so erforderlich, die aufgeständerte Wand leicht durch eine Mauer ersetzen zu können (ZfAul. 1900, S. 672, Bl. 4).

Taf. 17, Fig. 23—23 a. Bohlwerk mit Steinkasten-Unterbau im Hafen zu Stockholm. Hier besteht die Anlage aus Pfählen, welche zwischen der vorderen Doppelwand der Steinkästen eingerammt und am oberen Ende durch eiserne Zugstangen mit besonderen Ankerpfählen verankert sind (CBl. 1886, S. 395).

2. Bohlwerke aus Eisen und Mauerwerk, oder Beton.

Diese Bauwerke bestehen aus verankerten eisernen Ständern, mit zwischen denselben eingespannten aufrechten Gewölbkappen aus Ziegelmauerwerk oder Beton, Betoneisen-Platten (Betonplatten mit eingelegtem Eisengitter) oder eisernen Platten als Hinterkleidung, sowie aus Betoneisen-Spundwänden.

Da derartige Bohlwerke gegenüber hölzernen den Vorteil grösserer Dauerhaftigkeit gegen die Einflüsse der Luft haben, so werden sie sowohl als aufgeständerte Verlängerungen hölzerner Bohlwerke über Wasser, wie auch als selbständige Uferanlagen ausserhalb des ständigen Wasserbereiches mit Vorteil benutzt. Die in neuester Zeit aufgekommenen Betoneisen-Spundwände können unter Wasser namentlich dort mit Vorteil zur Anwendung kommen, wo das Holz der Zerstörung durch den Bohrwurm ausgesetzt ist, nebstdem die Eisenteile hier nicht der Zerstörung durch Rost unterliegen.

a. Verlängerungen hölzerner Bohlwerke.

Nachdem Anlagen dieser Art bereits früher in ihrer Anwendung bei Schleusenwänden besprochen worden sind (s. S. 10), soll hier noch ihre Benutzung bei Ufern durch einige Beispiele erläutert werden.

Taf. 17, Fig. 24. Uferbohlwerk in Neufahrwasser (Danzig), ausgeführt 1896—97. Das 131,4 m lange Bauwerk besteht unter Mittelwasser aus einer verankerten hölzernen Spundwand mit doppelter Gurtung, während oberhalb die Wand aus zwischen T-Eisen eingeschobenen Monierplatten von 1,4 m Breite besteht. Hinter der Spundwand ist im Abstande von 0,5 bis 1 m eine zweite Stützwand geschlagen und der Zwischenraum mit Kies ausgefüllt. Die Verankerungen sind in gegenseitigen Abständen von 2,8 m angeberacht, mit Monierplatten als Ankertafeln. Die Kosten des Bohlwerks betrugen 354,1 Rmk. für 1 m Länge (ZfB. 1900, Statist. Nachw., Wasserb. S. 6).

In ähnlicher Weise sind in Kolbergermünde im Jahre 1899 Monierplatten an Stelle von Holzbohlen versuchsweise zur Anwendung gekommen, welche unmittelbar gegen die 1,25 m von einander abstehenden Holzpfähle angelegt sind. Diese Platten haben 1,245 m Länge, 0,47 m Höhe und 6 cm Dicke und bestehen aus Cement und scharfem Kiessand (1:3), mit Tragstäben von 7 mm und Querstäben von 5 mm Stärke. Die Platten wurden versuchsweise teils mit Firnis teils mit Teer gestrichen. Der Preis derselben betrug 4 Rmk. für 1 qm frei Fabrik der »Actiengesellschaft für Beton- und Monierbau« (CBl. 1900, S. 96).

» » Fig. 25—26. Uferschälungen aus Eisen und Monierplatten am Spreekanal in Berlin. Diese Anlagen kamen sowohl des Aussehens, als auch

der Kostenersparnis wegen an Stelle der früher bestandenen hölzernen Bohlwerke. Die erste Strecke dieser Art (Fig. 25) wurde im Jahre 1890 am linken Ufer des Schleusenkanals oberhalb der Stadtschleuse (Kupfergraben) ausgeführt. Hierbei wurden die Pfähle des alten Bohlwerks unter Niedrigwasser abgeschnitten und verholmt, und auf den Holmen gusseiserne Schuhe befestigt, in denen die 1 : $^1/_5$ geneigten und rückwärtz an einem durchlaufenden Betonklotz *B* doppelt verankerten Ständer aus I-Eisen eingesetzt wurden. Diese haben einen gegenseitigen Abstand von 1,5 bis 2,0 m, sind in Strassenhöhe durch ein ⊓-Eisen mit einander verholmt und halten zwischen sich die Monierplatten von 0,6 bis 1 m Höhe und 6 bis 7 $^1/_2$ cm Dicke (Fig. 25 a). Die Anker und sonstigen in der Erde liegenden Teile wurden zum Schutz gegen Rost mit Cementmörtel auf Drahtgeflecht umhüllt und die Aussenflächen mit Ölfarbe gestrichen. Die Kosten dieser Anlage betrugen rd. 58 Rmk. für je 1 qm der Ansichtsfläche.

Im Jahre 1895 wurde am gegenüberliegenden Wederschen Mühlgraben die in Fig. 26 ersichtliche Anlage in etwas einfacherer Form ausgeführt. Die Ständer bestehen hier aus T-Eisen und stehen zwischen aufgenieteten Winkeleisen auf einem ⊓ Eisen, welches auf den abgeschnittenen Bohlwerkspfählen verholmt ist. Die Ankerplatten bestehen aus verzinktem Wellblech und sind die Anker zum Schutz gegen Rost hier nur verzinkt. Die Kosten dieser Anlage betrugen rd. 59 Rmk. für je 1 qm der Ansichtsfläche (CBl. 1895, N:o 47—Berlin und seine Bauten, 1896, S. 96).

b. Ganz aus Eisen und Mauerwerk oder Beton bestehende Bohlwerke.

Bei diesen Anlagen bestehen die Träger des Bohlwerks entweder aus eisernen Ständern, welche mit einer Fussplatte versehen und entsprechend tief in den Erdboden versenkt sind, oder aus eingerammten Spundbohlen aus Betoneisen.

Taf. 18, Fig. 1—1 d. Bohlwerk an der kleinen Weser zu Bremen. Hier bestehen die in gegenseitigen Abständen von 2 m aufgestellten Ständer aus je zwei alten Eisenbahnschienen von 6,5 m Länge, welche mit Belassung eines Zwischenraums von 3 cm zwischen den Fussflächen, zum Durchstecken der Anker, mit einander verbunden und mit einer gemeinsamen Fussplatte versehen sind. Zur Verankerung dienen doppelte Ankerpfähle, welche mit Fussplatten aus Blech von 1 qm Fläche versehen sind. Wie aus dem Grundriss Fig. 1 b zu ersehen, haben je drei Ständer eine gemeinsame Verankerung. Die aus Gewölbkappen bestehende Hinterkleidung ist oben $^1/_2$ Stein, unten 1 Stein stark und ruht auf einem Fuss mit wagrechten Ziegelschichten. Oben sind die Kappen durch Stichbögen und eine wagrechte Abdeckung geschlossen. Die in Fig. 1 c—1 d ersichtlichen, am oberen Ende der Ständer angebrachten Lappen, sind zur Befestigung eines Geländers bestimmt. Die Kosten dieser Anlage betrugen etwa 183 Rmk. für 1 m Länge (CBl. 1883, S. 96—Fr.).

» » Fig. 2—2 b. Bohlwerk ähnlicher Art wie das vorige zu Wasserhorst bei Bremen. Hier bestehen die gleichfalls 2 m von einander abstehenden Ständer aus I-Eisen und sind mittels doppelter Zugstangen mit wagrechten Blechplatten varankert, welche durch das Gewicht der darüber liegenden Erdmassen dem Umkippen der Wand entgegenwirken (CBl. 1884, S. 556).

» » Fig. 3—3 c. Widerlager der Strassenbrücke über die Wumme bei Borgfeld, ausgeführt als Bohlwerk mit eisernen Ständern und Gewölbkappen aus Ziegelmauerwerk. Die Ständer bestehen aus I-Eisen und die Gewölbkappen aus 1 Stein starkem Ziegelmauerwerk. Als Fundament dient eine Spundwand mit kräftigen Zangen, auf welchen die Ständer und Kappen aufsitzen. Von den doppelten Ankerstangen greifen die oberen entsprechend Fig. 3 b—3 c am oberen Ende der Ständer an, während die unteren von den Zangen der Spundwand ausgehen.

Sämilichen Ankerstangen sind entsprechend dem Grundriss Fig. 3 a nach drei, unter Grundwasser gelegenen hölzernen Ankerplatten zusammengeführt (CBl. 1888, S. 70).

Taf. 18, Fig. 4—4 c. Konstruktion der Betoneisen-Spundbohlen, von Rechtern, Döpking und Vering (CBl. 1900, N:o 101).

» » Fig. 5—5 a. Bohlwerk aus Betoneisen-Spundbohlen, vorgeschlagen zu den Kaibauten in Kiautschou (CBl. 1900, N:o 101).

E. Ufermauern.

Die Ufermauern sind steile Uferbekleidungen in Form von Mauern, welche durch ihre Masse allein dem Erddrucke das Gleichgewicht halten. Ausnahmsweise erhalten die Ufermauern zur Erhöhung der Standsicherheit auch Verankerungen. Ufermauern kommen meistens nur zur Anwendung an einzelnen Stellen, wo längs des Ufers ein Verkehr statfindet, also an Strassen, Eisenbahnen und Landungsplätzen, namentlich in Häfen. Man nennt sie dann auch Kaimauern, wenn sie im Wasser stehen und oben ein Verkehrsgebiet begrenzen.

Gegenüber den Bohlwerken haben die Ufermauern den Vorteil grösserer Widerstandsfähigkeit und Dauerhaftigkeit, jedoch den Nachteil bedeutend grösserer Anlagekosten, welche in den meisten Fällen namentlich durch die bei diesen Bauwerken meistens erforderlichen besonderen Gründungsanlagen bedingt sind. Es ist daher eine richtige Wahl der Gründungsart und der Art der Ausführung nicht nur für die Standsicherheit dieser Bauwerke, sondern auch mit Rücksicht auf die Anlagekosten, von grösster Wichtigkeit. Eine genaue Kenntnis des »Grundbaues» ist daher die notwendige Voraussetzung für ein zweckmässiges Entwerfen und Bauen von Ufermauern.

Im Folgenden soll nun die Bauweise der Ufermauern besprochen werden, während bezüglich ihrer Berechnung wie bei den Bohlwerken auf den »Erdbau» und die »Baumechanik» verwiesen wird.

Man kann die Ufermauern zunächst in zwei Hauptgruppen einteilen, nämlich in: Mörtelmauern und Trockenmauern. Man unterscheidet ferner Bekleidungsmauern, wenn sie vor Felswänden zum Schutz gegen Verwitterung, Futtermauern, wenn sie vor gewachsenem und Stützmauern, wenn sie vor angeschüttetem Boden zu stehen kommen.

I. Mörtelmauern.

Man benutzt zu diesen Ufermauern natürliche Steine, Ziegel (Backsteine), Betonblöcke und Stampfbeton.

Die natürlichen Steine werden entweder als Bruchsteine oder als Werksteine (Quader) benutzt. Bei Verwendung von Bruchsteinen wird die Mauer

entweder ganz aus diesem Material ausgeführt, oder mit einer aus Klinkerziegeln oder Quadern bestehenden Verblendung der vorderen Fläche. Ausnahmsweise werden Ufermauern ganz aus Quadern ausgeführt, was zwar die solideste, meistens aber auch die kostspieligste Anordnung ist. — Ziegelmauerwerk empfiehlt sich zu Ufermauern dort, wo geeignete natürliche Steine schwer zu beschaffen sind und wo sich auch der Stampfbeton teuerer stellt als Ziegelmauerwerk. Es wird dann die Vorderfläche mit Klinkern oder mit Quadern verblendet, welche letztere Anordnungen sowohl über, als auch unter Wasser zur Anwendung kommen. — Der Stampfbeton wird gegenwärtig bei Ufermauern vielfach mit Vorteil benutzt, und zwar entweder ohne, oder mit gleichzeitiger Anwendung von anderen Materialien, oder meistens zusammen mit einer aus Quadern oder Klinkern bestehenden Verblendung, sowie als Ersatz für Mauerwerk, in der Weise, dass der Beton in schwacher Mischung (als s. g. Sandbeton, Sparbeton) zur Füllung von in der Mauer ausgesparten Hohlräumen benutzt wird.

Der bei diesen Mauern verwendete Mörtel soll immer hydraulisch sein, und zwar erhält derselbe bei Verwendung von Portlandcement ein Mischungsverhältnis von etwa 1 : 3. Derselbe wird am besten in zähem Zustand zum Hinterfüllen der Fugen benutzt, doch werden diese auch mit breiartigem Mörtel vergossen. — Der Stampfbeton erhält bei Verwendung von Portlandcement, Sand und Steinschlag oder Kies, ein Mischungsverhältnis von etwa 1 : 3 : 5 bis 1 : 4 : 8, wobei zuweilen vorne eine stärkere Mischung benutzt wird, als bei den hinteren Teilen. Bei der Benutzung von Trass empfiehlt sich ein Mischungsverhältnis von etwa 1 Trass : 1 Kalk : 1 Sand : 5 Steinschlag.

Die Krone der Ufermauern ist stets mit festen Deckplatten abzudecken, welche bei Kaimauern, wo grössere Schiffe anlegen und über welche schwere Lasten bewegt werden, möglichst aus Granit bestehen und eine Dicke von etwa 0,3 bis 0,4 m, sowie eine Breite von 1 bis 1,5 erhalten sollen. Es werden dann meistens auch an der Vorderfläche der Mauer, zum Schutz gegen Beschädigungen durch die angelegten Schiffe, wie bei den Bohlwerken, in gegenseitigen Abständen von etwa 2,5 bis 6 m eingerammte oder angeschraubte Reibpfähle oder wagrechte Reibhölzer angebracht.

Bezüglich der Gründung der Ufermauern möge, unter gleichzeitiger Hinweisung auf die ausführliche Behandlung des Gegenstandes im »Grundbau«, hier in Kürze Folgendes angeführt werden. Die Art der Gründung richtet sich zunächst nach der Beschaffenheit des Grundes, der Lage der Mauer über oder im Wasser und der Beschaffenheit des letzteren, ob ruhig oder beweglich. Dort wo oberst fester, genügend tragfähiger Boden vorhanden, können sowohl über als auch im Wasser stehende Ufermauern unmittelbar aufgeführt werden, wobei nur die Sohle der Baugrube durch Beseitigung der obersten gelockerten Erdschichten und mit

Rücksicht auf die Witterungseinflüsse entsprechend zu vertiefen ist. Bei weniger tragfähigem oder ungleichmässigem Boden werden zur Vermeidung von zu grossen und ungleichförmigen Setzungen, Verbreiterungen des Mauerfusses, Sand- oder Betonschüttungen und unter Wasser auch der liegende Rost sowie Steinkästen und Steinschüttungen benutzt. Bei tieferer Lage des festen Grundes erhalten die Mauern ein Fundament, welches entweder aus einer unmittelbaren Verlängerung des vollen Mauerkörpers bis zum festen Grund, eingerammten Pfählen mit Rost (Pfahlrost) oder mit Betonschüttung, oder aus einzelnen gemauerten Pfeilern besteht, welche oben durch Gewölbe (s. g. Sparbögen, Erdbögen) mit einander verbunden werden und über welchen das aufgehende Mauerwerk aufgeführt wird. Bei vorhandenem Grundwasser oder Tagewasser können solche Pfeiler auch aus Senkbrunnen bestehen, welche mit Beton oder Mauerwerk gefüllt, als Pfeiler dienen, oder es werden dieselben auch mittels Senkkasten (Caisson) abgesenkt. Diese letzteren Gründungsarten kommen jedoch selten zur Anwendung und werden in diesem Falle meistens Pfähle mit Rost oder Betonschüttung benutzt. Je nachdem dann das Fundament teuerer oder billiger ist als das aufgehende Mauerwerk und je nach der Art der Ausführung, wird der Übergang zwischen beiden entweder nahe an die Bodenfläche oder entsprechend hoch über dieselbe verlegt, so dass im letzteren Falle das Fundament einen Teil der Uferdeckung bildet.

Bei Mörtelmauern über Wasser ist, namentlich vor natürlichen Abhängen, durch entsprechende Entwässerungsanlagen für die Ableitung des sich hinter der Mauer sammelnden Wassers zu sorgen. Zu dem Zwecke lässt man die Hinterfüllung unmittelbar hinter der Mauer zweckmässig aus einer durchlässigen Schicht von Kies oder Steinmaterial bestehen, von welcher das Wasser durch in der Mauer angebrachte Sickerschlitze einen Abfluss findet. Statt dessen werden auch hinter der Mauer parallel zu derselben laufende Drainröhren eingebettet, welche an passenden Stellen einen Abfluss finden.

Man kann die Mörtelmauern in volle und gegliederte Mauern einteilen.

a. Volle Mörtelmauern.

Hiermit werden Mauern mit gleichmässig durchlaufendem Profil verstanden. Dieselben können in der Hintermauerung entweder aus einheitlichem Material, oder aus ungleichartigen Materialen bestehen.

Volle Mörtelmauern aus einheitlichem Material.

Zu dieser Abteilung gehören alle Bekleidungs-Futter- und Stützmauern gewöhnlicher Art. Dieselben haben verschiedene Profilformen, und zwar ist die vordere Wandfläche entweder lotrecht, geböscht (bis zu etwa $1:\frac{1}{6}$), gebro-

chen, so dass der obere Teil eine steiler geböschte Ebene bildet als der untere, konkav gekrümmt, oder teils aus einer ebenen, teils aus einer konkaven Fläche bestehend. Die hintere Wandfläche bildet entweder eine lotrechte, eine nach vorne oder nach hinten geneigte Ebene, oder eine konvex gekrümmte Fläche, oder besteht dieselbe gleichfalls aus gebrochenen Flächen, namentlich so, dass der obere Teil oder auch der Fuss behufs Materialersparnis nach den Enden zu abgeschrägt sind, nebstdem die hintere Wand auch ganz oder nur am oberen Ende abgetreppt sein kann.

Die Lagerfugen werden am zweckmässigsten rechtwinklig zur Aussenfläche angeordnet.

Mauern mit unmittelbarer Gründung, sowie mit Betonbett, Steinkästen, Steinschüttungen, Betonblöcken.

Taf. 18, Fig. 6—7. Bekleidungsmauern, wie sie bei der Gotthardbahn und den Österreichischen Staatsbahnen (Krigsdorf-Römerstad, Galizische Transversalbahn) in Verwendung sind. Für Bruchsteinmauerwerk wird die Kronendicke etwa

$$a = \frac{h}{20} \overline{\gtrless} 0{,}4 \text{ bis } 0{,}6 \text{ m}; \qquad a_1 = a + \frac{h}{10}$$

angenommen (ÖZ. 1879, Bl. 19—DB. 1885, S. 272—HZ. 1882, Bl. 893).

» » Fig. 8. Futtermauer aus Bruchstein, bei obgenannten Bahnen. Bei der Gotthardbahn ist die Kronenstärke

$$a = \frac{h_1}{20} \overline{\gtrless} 0{,}6 \text{ m}$$

Hinter der Mauer befindet sich eine Kiesschicht, welche durch die Sickerschlitze c entwässert ist. Letztere haben ein Gefälle von wenigstens 5 % (ÖZ. 1879, Bl. 19—DB. 1885, S. 272—HZ. 1882, Bl. 893).

» » Fig. 9—13. Stützmauern aus Bruchstein bei jenen Bahnen. Bei der Anordnung Fig. 9, mit unmittelbarer Erdschüttung hinter der Mauer, ist bei der Gotthardbahn die Kronenstärke

$$a = \frac{h_1}{10} \overline{\gtrless} 0{,}6 \text{ m}.$$

Bei Fig. 10 besteht die Hinterfüllung bis zur Kronenhöhe aus Steinmaterial und erst oberhalb aus Erdmaterial. Hierdurch wird der Erddruck gegenüber dem vorigen Falle vermindert und ist daher hier die Kronendicke

$$a = \frac{h_1}{10} - \frac{h}{20}.$$

Bei Fig. 11 und 12, wo keine Überschüttung vorhanden, ist nach den Regeln der Gotthardbahn

$$a = 0{,}4\, m + 0{,}16\, h \overline{\gtrless} 0{,}8 \text{ m}$$

und bei Fig. 13

$$a = 0{,}5\, m + 0{,}22\, h \overline{\gtrless} 0{,}8 \text{ m}.$$

» » Fig. 14. Futtermauer aus Bruchstein mit Verblendung aus Granitblöcken mit gehauenen Aussenfugen, bei der Hafenbahn zu Helsingfors. Die vor-

dere Wandfläche hat $^{1}/_{5}$ Anlage, während die hintere abgetreppt ist. Die Hinterfüllung besteht bis auf halbe Höhe aus kleinem Steinmaterial und oberhalb aus Schotter und wird durch Sickerschlitze entwässert (TFF. 1892, S. 109).

Taf. 18, Fig. 15. Futtermauer aus Stampfbeton, mit gleicher Profilform wie im vorigen Beispiel (Manchester-Kanal, TFF. 1891, Pl. 3).

» » Fig. 16—18. Stützmauern aus Ziegelmauerwerk mit oben und unten abgeschrägtem (unterschnittenem) Profil (Syst. Häseler). Diese Anordnung ist namentlich bei Eisenbahnen in Deutschland sehr beliebt. Fig. 16 ist bei der Neuss-Düsseldorfer Eisenbahn, Fig. 17 am Anhalter Bahnhof in Berlin in Anwendung (HZ. 1884, Bl. 24).

» » Fig. 19—20. Futtermauern aus Ziegeln auf Bruchstein-Fundamenten bei der Berliner Ringbahn. Das Profil hat eine gebrochene Vorderfläche und nach rückwärtz geneigte, in der oberen Hälfte abgetreppte Hinterfläche (ZfB. 1895, Bl. 7).

» » Fig. 21. Stützmauer aus Bruchstein und Ziegelschichten mit konvex gekrümmter Vorderfläche und lotrechter Hinterfläche (Bra-Savona Eisenbahn, Italien).

» » Fig. 22. Stützmauer aus Ziegeln, mit gekrümmter und abgetreppter Vorder- und Hinterfläche (North-Western Eisenbahn—HZ. 1862, S. 304).

» » Fig. 23—25. Ufermauern mit Gründung auf Beton zwischen Spundwänden. Bei Fig. 23 (Hafenbassin-Kaimauer in Antwerpen) besteht der Mauerkörper aus Ziegeln mit Werksteinverblendung in der oberen Hälfte (ÖZ. 1886, Taf. XXIII), während bei Fig. 24 (Ufermauer an der Spree in Berlin) der obere Teil der Hintermauerung auf 1 $^{1}/_{2}$ m Höhe aus Ziegelmauerwerk und der untere aus Kalksteinmauerwerk besteht, mit Werksteinverblendung der Vorderfläche über die ganze Höhe (ZfB. 1881, S. 257). — Fig. 25 ist eine neuere Ufermauer in Cosel (erbaut 1892—94), bestehend aus Stampfbeton mit Klinkerverblendung und Abdeckung aus Granitplatten. Die Kosten dieser Mauer betrugen 502,3 Rmk für 1 m Länge (ZfB. 1896, S. 361—1900, Statist. Nachw. Wasserb. S. 4).

» » Fig. 26—27. Kaimauern mit Steinkasten-Unterbau in den Häfen von bezw. St. Petersburg (CBl. 1884) und Helsingfors. Bei der letzteren, in Finnland allgemein üblichen Bauweise (an Stellen wo nicht infolge von tieferer Lage des festen Bodens Pfähle erforderlich sind), ruhen die Kästen auf einer Steinschüttung, welche nach Beseitigung der obersten verschiebbaren Erdschichten eingebracht wird. Die Kästen sind durch Querwände in quadratische Fächer abgeteilt, welche behufs Belastung beim Versenken im Zickzack mit Böden versehen werden. Die Mauern selbst bestehen entweder wie in diesem Beispiel ganz aus Granitblöcken, oder aus unregelmässigen Granit-Bruchsteinen mit Verblendung aus Granitblöcken, welche an den Aussenkanten behauen sind (Tkn. 1893—AB. 1895—Vergl. »Grundbau» S. 70).

» » Fig. 28—29 a. Ufermauern mit unmittelbarer Gründung auf Steinschüttungen, welche vorne durch verankerte Holzwände begrenzt sind. Bei Fig. 28 (Donaukai zu Linz—ÖW. 1891, Taf. 18) besteht der Boden aus Schotter und die Wand aus eingerammten Pfählen, während bei Fig. 29 (Sannesund, Norwegen) geneigter Felsboden vorhanden ist, auf welchem die aus horizontalen Balkenlagen bestehende Wand mittels durchgesteckter und rückwärtz verankerter Eisenstangen befestigt worden ist (NTT. 1887, S. 32).

» » Fig. 30—34. Ufermauern aus Betonblöcken. Fig. 30 ist eine unmittelbar gegründete Futtermauer bei einem cameralärarischen Werkskanal (Almkanal) in Österreich, welche ganz aus künstlichen Betonquadern ausgeführt ist. Diese haben sich sowohl in Bezug auf den Preis als auch mit Rücksicht auf die Zweckmässigkeit besser bewährt als Hausteine, indem ibre glatte Oberfläche das Ansetzen des Eises wirksamer verhindert, als bei letzteren. Es kamen hierbei Quader verschiedener Abmessungen zur Anwendung, und erhielten ein Mischungsverhältnis von 2

Teilen Portlandcement, 1 T. Romancement und 14 T. Sand und Kies. Für den Verband wurde ein Mörtel von 2 T. Portlandcement, 1 T. Romancement und 4 T. Sand benutzt (ÖM. 1895, S. 61). — Fig. 31-32 sind neuere, ganz aus Betonblöcken hergestellte Ufermauern am Wellenbrecher von Heyst in Holland, und zwar ist Fig. 31 die seeseitige Mauer, wobei unterst eine Reihe von Betonblöcken versenkt wurde, welche 7,5 m Breite, 25,0 m Länge und eine so grosse Höhe erhielten, dass sie 1,0 m hoch über Nullwasser zu stehen kamen, bei einem Gewicht von je 3000 Tonnen. Fig. 32 ist die innere Kaimauer der Mole (AB. 1899, Bl. 24—27). — Fig. 33 ist die in Marseille und anderen Häfen am Mittelländischen Meer (Genua, Triest...) gebräuchliche Bauweise, wobei unterst eine Steinschüttung zur Anwendung kommt, auf welche Betonblöcke ohne Mörtelverband bis zur Wasserfläche aufgeschichtet werden, worauf der obere Teil als durchlaufende Mörtelmauer ausgeführt wird. Bei der Anordnung Fig. 34 (Barcelona) sind zur Sparung an Beton hohle Blöcke zur Anwendung gekommen (ÖZ. 1887, Taf. XIV).

Mauern mit Gründung auf Pfahlrost, Pfählen mit Beton, gemauerten Pfeilern, Senkbrunnen, Senkkästen.

Taf. 19, Fig. 1—1 a. Kaimauer auf hohem Pfahlrost in Kuopio (Finnland), wobei unter dem Rost die Begrenzung des Ufers aus einer geböschten Steinschüttung besteht (vergl. »Grundbau» S. 79—80).

» » Fig. 2—3. Ufermauern auf hohem Pfahlrost in den Häfen von bezw. Glückstadt (Schlesw.) und Helsingfors. Bei Fig. 2 (ausgeführt 1895—96) besteht die Uferbegrenzung unter dem Rost aus einer hinter demselben geschlagenen Spundwand und einer Erdböschung, welche mit einer 50 cm starken Ziegelbrockenschicht bedeckt ist. Die Mauer besteht aus Klinkern mit Granitplatten-Abdeckung. Die Kosten dieser Anlage betrugen 745,5 Rmk. für 1 m Länge (ZfB. 1900, Statist. Nachw. Wasserb. S. 4). — Bei Fig. 3 besteht die hintere Begrenzung des Pfahlrostes nur aus einer hohen Spundwand ohne Böschung, deren Hinterfüllung aber zur möglichsten Minderung des Schubes aus s. g. Rippenholz (Kantenabfällen beim Sägen von Brettern) besteht (anstatt der anderwärtz zu dem Zwecke gebräuchlichen Faschinen). Die Pfähle mussten durch die weichen Schlamm- und Thonschichten bis zu dem über 20 m tief unter der Wasserfläche gelegenen Felsboden eingerammt werden (AB, 1895, Bl. 25—vergl. »Grundbau», S. 80—81).

» » Fig. 4—5. Ufermauern mit abgetrepptem hohem Pfahlrost. Bei Fig. 4 (Kaimauer in Rouen) besteht die eigentliche, auf dem tieferen Rostabsatz stehende Mauer in dem unter Niedrigwasser stehenden Teil, aus Beton und im oberen Teil aus Bruchsteinmauerwerk mit Werksteinverblendung, während die dahinter befindliche, auf dem höheren Rostabsatz ruhende Anlage aus Trockenmauerwerk und Steinschüttung besteht (ÖZ. 1887, Taf. XXV—Engg. 1889 II, S. 422). — Bei der ähnlichen Anordnung Fig. 5 (Kaimauer in New-York) besteht die untere Hälfte der Mauer aus im Wasser versenkten Betonblöcken, und die obere Hälfte aus Stampfbeton mit Werksteinverblendung, so dass ersterer auf dem oberen Rost und letztere auf den Betonblöcken ruht. Hinter dieser Mauer befindet sich eine Hinterfüllung, welche zwischen den Pfählen aus Kleinschlag, ausserhalb aus Schüttsteinen und oberhalb aus Erde besteht (CBl. 1884, S. 84).

» » Fig. 6. Verankerte Ufermauer auf hohem Pfahlrost in Rotterdam (am Spoorweghaven). Die Herstellung dieser im Jahre 1874 ausgeführten Anlage geschah im Trockenen, wobei infolge des ungewöhnlich schlechten Bodens (weicher Moorboden bis zu bedeutender Tiefe) besondere Massnahmen erforderlich waren. Es wurde vorerst, zur Verteilung des Gewichtes der Hinterfüllung auf eine grössere Breite, unterst ein im Verhältnis 1 : 8 nach rückwärtz geneigter Faschinenkörper von 13 m Breite und 2,5 m Höhe (bestehend aus sechs Lagen von Sink-

stücken) aufgebracht, worauf fünf Reihen von 18 m langen Schrägpfählen eingerammt wurden, welche nur 2 bis 3 m in festem Sande stehen, und mit einem doppelt so breiten Rost versehen wurden, als für die Basis der Mauer erforderlich war. Hiermit sollte für das durch den Erddruck gegen die Mauer nach vorne wirkende Moment, durch das auf diesen Teilen ruhende Gewicht ein Gegenmoment gewonnen werden. Die aus Basalt bestehende Mauer erhielt vorne eine konkave und hinten eine ebene Begrenzung und wurde mittels eiserner Zuganker mit den verstrebten Ankerpfählen hinter dem Rost verankert (DB. 1874, S. 371—ÖW. 1888, N:o 3—TFF. 1886, Pl. 7).

Taf. 19, Fig. 7—9. Ufermauern auf Pfählen mit Beton zwischen Spundwänden. Bei dieser sehr bliebten Gründungsart ruht die Mauer entweder unmittelbar auf den Köpfen der von Beton umschlossenen Pfahlenden, oder sind die Pfahlköpfe im Beton eingeschlossen.

Die erstere Anordnung kommt zur Anwendung, wenn genügend lange Pfähle vorhanden und das Holz pro Volumeneinheit billiger ist, als der Beton. — Fig. 7 zeigt ein Beispiel der ersteren Art, wobei die aus Ziegelmauerwerk mit Werksteinverblendung bestehende Mauer über dem Fundament, lotrechte Wände hat, mit oberer Abschrägung der Rückseite (Kaimauer am Freihafenkanal in Hamburg—DB. 1884 —ÖZ. 1886, Taf. XIX). — Bei dem folgenden Beispiel gleicher Art Fig. 8 (Kaimauer am Hafenkanal zu Neufahrwasser, ausgeführt 1891 —94) besteht die Mauer aus Bruchstein mit Granitplatten-Abdeckung. Es ist dies zugleich ein Beispiel einer verankerten Ufermauer dieser Art, wobei die in Abständen von 4 m angebrachten Verankerungen aus 10 m langen Zugstangen und Ankerpfählen mit Tafeln bestehen. Der Baugrund besteht aus feinem Sand. Die Kosten dieser Mauer betrugen 840,10 Rmk für 1 m Länge (ZfB. 1900, Statist. Nachw. Wasserb. S. 4). — Fig. 9, ist ein Beispiel der zweiten Art (Ufermauer in Berlin, Kupfergraben, ausgeführt 1894— 97), wobei der Mauerkörper aus Bruchsteinmauerwerk (Kalkstein) besteht, welches im oberen Teil mit Sandsteinen und in den unteren zwei Schichten mit Granitwerksteinen verblendet und mit Granitplatten abgedeckt ist. Die Kosten dieser Anlage betrugen 441,40 Rmk für 1 m Länge (ZfB. 1900, Statist. Nachw. Wasserb. S. 4—1896, S. 64—66).

» » Fig. 10—10a. Kaimauer auf Pfählen mit Beton und Steinschüttung zwischen Spundwänden, sowie mit hölzernen Verankerungen (Libau, NA. 1888, Pl. 46—vergl. AdP. 1890, Pl. 28).

» » Fig. 11. Ufermauer auf tiefem Pfahlrost mit Beton und Mauerwerk aus Betonquadern bei einem ärarischen Werkskanal in Österreich (Almkanal) (ÖM. 1895, S. 61—vergl. Taf.18, Fig. 30).

» » Fig. 12. Kaimauer auf hohem Pfahlrost mit schrägen Druck- und Zugpfählen und mit Beton, bei den neuen Hafenerweiterungen zu Bremerhaven (Binnenhafen). Nachdem die älteren Ufermauern in diesem Hafen, auf hohem Pfahlrost mit lotrechten und schrägen Druckpfählen und mit vorgesetzter Erdböschung der Form und dem Tiefgang der neuzeitlichen Schiffe nicht mehr entsprachen, so musste bei den Ufereinfassungen der neueren Kaiserhafenerweiterungen zu anderen Anordnungen übergegangen werden. Die grosse Höhe dieser Mauern und der schlechte Boden erforderten eine besonders standfeste Querschnittsform, welche durch einen Pfahlrost zu erreichen gesucht wurde, der nur aus nach vorne und nach hinten geneigten, am oberen Ende mit einander fest verbundenen Pfählen besteht. Es entstanden so breitbeinig stehende Pfahlböcke, welche in den nach vorne geneigten 3 bis 4 Pfählen Druckkräfte, in den nach hinten geneigten 2 bis 4 Pfählen aber zumeist Zugkräfte aufzunehmen hatten.

Durch Ausziehen eingerammter Pfähle wurde der grösste Zugwiderstand zwischen 0,15 kg und 0,2 kg für 1 qcm gefunden, so dass die zur Verwendung gelangten, im Mittel 33 cm starken Pfähle einen Zugwiderstand von etwa 1,5 bis 2,0 Tonnen

für 1 Meter Pfahllänge erwarten liessen. Bei etwa 15 m Rammtiefe konnte also ein Zugwiderstand von 23 bis 30 t pro Pfahl vorausgesetzt werden. Wiewohl mit Rücksicht auf die Verdichtung des Bodens durch die vielen Pfähle ein noch weit höherer Widerstand vorausgesetzt werden konnte, so wurde bei der Berechnung die zulässige Inanspruchnahme auf Zug bis zu 20 t und jene auf Druck bis zu 30 t pro Pfahl von 15 m Länge angesetzt.

Die Verbindung der Pfähle geschah durch in der Längsrichtung laufende Holme und in der Querrichtung angelegte Zangen. Unter dem Pfahlrost wurden als Begrenzungen des Ufers kräftige Spundwände geschlagen, welche auch zur teilweisen Aufnahme des Druckes mit herangezogen wurden, indem man sie bis zum Tragfähigen Sand reichen liess. Je nachdem der Boden mehr oder weniger weich war, kamen Spundwände zu beiden Seiten oder nur vorne zur Anwendung. Um den Rost herum wurde eine 50 cm unter der Zangenunterkante beginnende Betonschüttung aufgebracht, so dass die Rostplatte und die Pfahlköpfe mit den sie verbindenden Bolzen von Beton ganz eingehüllt wurden.

Bei dieser Mauer am Binnenhafen erhielten die Böcke infolge der günstigeren Bodenverhältnisse und der geringeren Höhe bei einer gegenseitigen Entfernung von 1,2 m, nur je 3 Druckpfähle und 2 Zugpfähle, erstere mit einer Neigung von $1:\frac{1}{4}$ und letztere $1:\frac{1}{3}$. Es kam ferner hier nur eine vordere Spundwand von 20 cm Dicke zur Anwendung. Das aufgehende Mauerwerk besteht aus Kiesbeton mit Ziegelverblendung und wurde in Abständen von 2,5 m mit senkrechten Reibhölzern versehen (ZfAuI. 1900, S. 668—674).

Taf. 19, Fig. 13. Verankerte Ufermauer auf hohem Pfahlrost mit Beton, im Hafen zu Neufahrwasser (Danzig—CBl. 1888, S. 532—IFF. 1885, Pl. 16). Die gleiche Anordnung besteht auch zu Stettin (AdP. 1891 I, Pl. 24).

» » Fig. 14—15. Stützmauern mit Gründung auf gemauerten Pfeilern und Sparbögen (bezw. Gotthardbahn, HZ. 1882, Bl. 893 und Italien. Bahnen, ZfB. 1887, S. 424).

» » Fig. 16—17 a. Beispiele von auf Senkbrunnen gegründeten Ufermauern. Bei Fig. 16—16 a (Calais) sind die viereckigen Brunnen so nahe an einander versenkt worden, dass nach Ausfüllung der Zwischenräume und der Brunnen selbst mit Beton (vergl. Fig. 15 a), über denselben das aufgehende Mauerwerk unmittelbar aufgeführt werden konnte (CBl. 1890, S. 69—DB. 1892—Engg. 1889 —NTT. 1887. — vergl. »Grundbau» S. 19). — Fig. 17-17 a zeigt die Gründung der Ufermauern am Kaiserhafen zu Ruhrort am Rhein, ausgeführt 1895 —96. Die aus Bruchsteinmauerwerk mit Sandsteinverblendung bestehenden 3,5 m breiten und langen Brunnen wurden in gegenseitigen lichten Abständen von 4,5 m versenkt, mit Stampfbeton gefüllt und durch Klinkergewölbe überspannt. Den hinteren Abschluss bildet ein lotrechtes Rostgitter aus I-Eisen, dahinter Schotter und vorne eine gepflasterte Erdböschung. Die Kosten dieser Anlage betrugen 587,70 Rmk für 1 m Länge (ZfB. 1900, Statist. Nachw. Wasserb. S. 4—Vergl. »Grundbau» S. 90—ZfB. 1889, S. 258).

» » Fig. 18—18 a. Ufermauer mit Gründung auf Senkkästen (Caissons) am Schelde-Kai zu Antwerpen, wobei der aus Ziegelmauerwerk bestehende Mauerkörper in der oberen lotrechten Hälfte mit Werksteinen, verblendet ist (ÖZ. 1886, Taf. XXXII). Während bei diesen ursprünglichen Anlagen Caissons von 25 m Länge zur Anwendung kamen, wurden später in Antwerpen zu gleichem Zwecke Caissons von 30 m Länge benutzt (AB. 1899, Bl. 29).

Volle Mauern aus ungleichartigen Materialien.

Zu dieser Abteilung gehören Mauern, bei denen im Mauerwerk Hohlräume ausgespart werden, welche behufs Kostenersparnis mit billigerem Material, ge-

wöhnlich schwachem Beton (Sandbeton, Sparbeton), ausgefüllt werden. Hierbei ist es nicht nur von Wichtigkeit, dass das Füllmaterial zu genügender Festigkeit erhärtet, sondern auch, dass es sich mit dem übrigen Mauerwerk fest verbindet. Bei Ziegelmauern haben solche Betonfüllungen auch noch den Vorteil, dass sie durch ihr grösseres specifisches Gewicht die Standsicherheit der Mauer erhöhen.

Taf. 19, Fig. 19—19a. Kaimauer in Geestemünde. Bei dieser im Jahre 1856 ausgeführten Ufermauer bestehen die im Ziegelmauerwerk ausgesparten Hohlräume *A* aus Zellen von 2,83 m Länge in der Längenrichtung der Mauer, welche durch Pfeiler von 1,56 m Dicke von einander geschieden und mit einem aus 1 Teil Trass, 1 T. Kalk und 10 T. Sand bestehendem Sandbeton gefüllt sind. Stellenweise, wo der Sandgrund höher liegt, besteht anstatt des Pfahlrostes das Fundament aus einem Betonbett zwischen beiderseitigen Spundwänden (HZ. 1862, S. 308—1865, Bl. 309).

» » Fig. 20. Kaimauer im Hafen zu Greenock an der Clyde, wobei der unter Niedrigwasser befindliche Teil aus Mauerblöcken mit einer äusseren Hülle von Ziegelmauerwerk und einem Kern von magerem Beton besteht. Die Ausführung der Anlage geschah bei offenem Wasser, derart, dass zuerst Schwimmkästen aus Ziegelmauerwerk von 12,19 m Länge, 5,49 m unterer und 4,5 m oberer Breite und 6,4 m Höhe mit Wänden von 0,61 m Dicke nebst versteifenden Zwischenwänden hergestellt, schwimmend zur Stelle gebracht und durch Füllen mit Beton auf die am Flussboden hergestellte Steinschüttung versenkt wurden. Auf diesem 0,61 über Niedrigwasser emporragendem Unterbau wurde der obere Teil der Mauer aus Stampfbeton mit Werksteinverblendung durchlaufend hergestellt (AdP. 1892, II, S. 241, Pl. 27).

» » Fig. 21. Kaimauer im Freihafen zu Bremen. Hier wurden in dem aus Ziegelmauerwerk bestehenden Mauerkörper zwei über einander gelegene Reihen von 4 m langen, durch 1,0 m dicke Scheidewände von einander geschiedenen Hohlräumen *b* ausgespart, welche mit eingestampftem Sandbeton, bestehend aus 1 Teil Portlandcement und 10 T. grobkörnigem Sand, gefüllt wurden. Der Preis dieser Betonfüllung betrug nur etwa $\frac{1}{4}$ desjenigen des Ziegelmauerwerks. Der oberhalb ausgeparte Kanal *a* ist zur Aufnahme der Druckwasser- und anderer Leitungen bestimmt (HZ. 1889).

» » Fig. 22. Kaimauer der neuen Kaiserhafenerweiterung zu Bremerhaven (Vorhafen). Diese Anlage wurde nach gleichen Principien ausgeführt, wie bereits oben bei Fig. 12 besprochen worden. Es erhielten aber hier die 1,2 m von einander entfernten Pfahlböcke des Fundaments infolge der grösseren Höhe und der schlechteren Bodenverhältnisse je vier Druckpfähle und vier Zugpfähle deren Neigung $1 : \frac{1}{3}$ beträgt, sowie eine vordere Spundwand von 25 cm und eine hintere von 15 cm Stärke. Der Pfahlrost ist auch hier von einem Bett von Kiesbeton eingeschlossen, welcher bei 2,0 m Dicke, 0,5 m tief unter die Zangen greift und auf einer Sandbettung ruht. Die Mauer selbst besteht aus Ziegelmauerwerk mit ausgesparten Zellen, welche mit Sandbeton vnn 1 T. Cement und 10 T. Sand ausgefüllt sind.

Nach beendeter Ausführung der Weser- und Vorhafenmauern entsprechend dieser Anordnung traten jedoch trotz der kräftigen Konstruktion, infolge des schlechten zur Verfügung gestandenen Hinterfüllungsbodens, bei einzelnen Strecken Vorwärtzbewegungen ein, die von Rissebildungen begleitet waren. Es wurden daher hinter den betreffenden Strecken die in der Figur rechts dargestellten Pfahlböcke gerammt, mit welchen die Mauer durch eiserne Anker verbunden wurde. Dies genügte zur

Erreichung der erforderlichen Standfestigkeit und wurden diese Pfahlböcke dann zugleich als Fundamente für die darüber angebrachten Poller benutzt. An der Vorderfläche der Mauer sind auch hier senkrechte und wagrechte Reibhölzer, erstere in Abständen von 2,5 m angebracht (ZfAuI. 1900, Bl. 4).

b. Gegliederte Ufermauern.

Die gegliederten Ufermauern kennzeichnen sich durch in gewissen gegenseitigen Abständen angeordnete Verbreiterungen des Querprofils, ohne dass die dadurch entstehenden Hohlräume mit Mauermaterial ausgefüllt werden. Hierdurch wird die Erreichung einer grösseren Standsicherheit bezweckt, als sie bei gleicher Materialmenge durch Mauern mit vollem Querschnitt zu erreichen ist.

Man kann diese Mauern in folgende Gruppen einteilen, nämlich in Mauern mit Stützpfeilern, mit Nischen und mit geschlossenen Hohlräumen.

Mauern mit Stützpfeilern.

Es sind dies volle Mauern der vorher beschriebenen Art, bei welchen das Profil in gewissen gegenseitigen Abständen durch an der Vorder- oder Rückseite vortretende Pfeiler verstärkt ist. Diese Stützpfeiler (Strebepfeiler) erstrecken sich entweder über die ganze Höhe oder nur über einen Teil derselben. Bei deren Anbringung auf der Rückseite wird sowohl durch ihr Eigengewicht, als auch durch den erhöhten Reibungswiderstand die Standsicherheit der Mauer erhöht. Dies ist in noch höherem Grad der Fall, wenn die Pfeiler durch eine oder mehrere über einander gelegene Reihen von gewölbten Bögen mit einander verbunden sind, welche gleichfalls durch ihr eigenes Gewicht und durch jenes der darüber liegenden Erdmassen dem Umkippen der Mauer entgegen wirken.

Taf. 19, Fig. 23—24. Stützmauern mit Sparbögen und mit Stützpfeilern, letztere teils an der vorderen teils an der hinteren Wandfläche (bezw. Fig. 23 a & Fig. 24) (Österreichische Bahnen—vergl. obige Fig. 14—15).

» » Fig. 25—25 a. Ufermauer mit Stützpfeilern an der hinteren Wandfläche (Italienische Bahnen, ZfB. 1887, S. 424).

Taf. 20, Fig. 1. Kaimauer, vorgeschlagen für Kiautschau, wobei die aufgehende Betonmauer mit dem die Pfahlköpfe umschliessenden, doppelt so breiten Fundament-Betonkörper, durch Stützpfeiler verbunden ist. Den vorderen Abschluss des Pfahlrostes bildet eine Betoneisen-Spundwand von der oben (Taf. 18, Fig. 4—4 b) beschriebenen Art. Dieselbe bezweckt sowohl den Abschluss der Hinterfüllung, als auch den Schutz der Rostpfähle gegen den Bohrwurm (CBl. 1900, N:o 101, S. 617).

» » Fig. 2—2 b. Kaimauer am Zollkanal in Hamburg, wobei jeder Stützpfeiler auf einem besonderen, vom Mauerfundament vortretenden Pfahlrost gegründet ist und wo die Pfeiler durch eine Reihe von Gewölbbögen mit einander verbunden sind. Zur Vermeidung eines Lostrennens der Pfeiler und Bögen von der Mauer sind dieselben durch schiefe Übermauerungen an die Wand angeschlossen. Im Übrigen ist diese Mauer von gleicher Konstruktion wie die oben in Fig. 7 dargestellte (DB. 1884, S. 457—ÖZ. 1886, Taf. XIX).

» » Fig. 3—3 a. Neuere Kaimauer im Freihafen zu Kopenhagen. Hier sind die Stützpfeiler mit den sie verbindenden zwei Reihen von Gewölbbögen

durch Aussparung von Nischen in der aus Stampfbeton (vorne 1 : 3 : 6, hinten 1 : 4 : 7) bestehenden Hintermauerung gebildet. Die Verblendung und das übrige Mauerwerk besteht aus Granit (TFF. 1895, N:o 1—2).

Taf. 20, Fig. 4—4 a. Kaimauer zu Chalons sur Saône, wobei die Stützpfeiler durch drei Reihen von Gewölbbögen mit einander verbunden sind, welche etwa die halbe Breite der ganzen Mauer einnehmen.

Mauern mit Nischen.

Die zu dieser Gruppe gehörigen Ufermauern bestehen aus kräftigen Pfeilern mit zwischen denselben an der Vorderseite ausgesparten Nischen, welche oben durch Gewölbgurten oder anders gebildete Decken, an der Rückseite aber durch schräge oder stehende Gewölbe, Trockenmauern oder Steinböschungen begrenzt sind.

Taf. 20, Fig. 5—5 a. Stützmauer der Great-Western-Bahn, bestehend aus 7,2 m von Mitte zu Mitte von einander entfernten Pfeilern, gegen welche sich schräg liegende Gewölbe anschliessen (Hz. 1862, S. 308).

» » Fig. 6—6 a, Stützmauer auf Bahnhof Malsfeld (Kassel-Babra-Eisenbahn). Diese Anlage kam unter besonders ungünstigen Bodenverhältnissen (Thonboden mit Sandschichten) zur Ausführung und besteht aus kräftigen Pfeilern von 1,75 m Breite in gegenseitigen lichten Abständen von 5,8 m, gegen deren verbreiterte Fundamentflüsse sich Sparbögen stützen, auf welchen die den hinteren Abschluss der Mauer bildenden Gewölbe stehen. Den oberen Abschluss bilden zwischen den Pfeilern gespannte liegende Gewölbe mit Übermauerung (DB. 1880, S. 448, 526).

» » Fig. 7—7 a. Kaimauer am Albert-Dock zu Hull (ausgeführt 1868). Die 1,8 m starken, 3,7 m von einander entfernten Pfeiler ruhen auf einem Betonfundament und sind oben durch liegende Segmentgewölbe überwölbt, während sich an der Rückseite stehende Gewölbe gegen dieselben stützen. Über den oberen Gewölben ist vorne eine volle Mauer von etwa 2 m Höhe und 1,8 m Dicke aufgeführt (Bh.—Fr.).

» » Fig. 8—8 a. Stützmauer der Londoner Untergrundbahn (ausgeführt 1868) wobei die vorne 1,0 m, und hinten 0,7 m dicken und etwa $3^1/_2$ m tiefen Pfeiler einen gegenseitigen lichten Abstand von 2,5 haben. Die stehenden Gewölbe sind hier nach vorne verlegt, so dass die Tiefe der Nischen nur etwa einem Drittel der Pfeilerbreite entspricht und wurden die so auf der Rückseite zwischen den Pfeilern entstandenen Hohlräume mit Stampfbeton ausgefüllt. Zur Entwässerung der Hinterfüllung dienen die in lothrechter Richtung eingebrachten Drainrohre D, welche in einen Längskanal unter der Bahn ausmünden (ZfB. 1876, Bl. Q—Zdl. 1891, S. 181).

» » Fig. 9—9 b. Stützmauer am Bahnhof Hannover, bestehend aus Pfeilern, von 1,3 m Dicke und 5,7 m gegenseitigem lichten Abstand, welche auf einem durchgehenden Fundament gegründet und durch Gewölbe mit einander verbunden sind, welche aus stehenden Gewölbkappen mit kuppelförmigem oberen Abschluss bestehen (DB. S. 223).

» » Fig. 10. Kaimauer in Rotterdam (Binnenhaven). Diese unter besonders ungünstigen Bodenverhältnissen (weicher Moorboden bis zu grösserer Tiefe) ausgeführte Mauer ruht auf einem von 7 Pfahlreihen getragenen Rost von 7,5 m Breite, wovon jedoch nur 4 m von der Mauer selbst in Ausspruch genommen werden, während der übrige Teil zum Tragen der Hinterfüllung bestimmt ist, um die darunter liegende Böschung zu entlasten. Die Hohlräume haben eine lichte Weite von 3 und 4 m und besteht die Mauer im unteren Teil aus Ziegelmauerwerk, wäh-

rend die kuppelförmigen Deckengewölbe aus Beton hergestellt sind (ZfB. 1884—TFF. 1886, Pl. 7—ÖW. 1888, N:o 3).

Taf. 20, Fig. 11. Kaimauer in Rotterdam (Koningshaven). Da bei der vorgenannten Anordnung infolge von Bodenverschiebungen stellenweise Brüche an den Deckengewölben eingetreten waren, wurde in diesem Falle, wo die Bodenverhältnisse noch ungünstiger waren, in der Mitte zwischen den 3 m von einander entfernten gemauerten Pfeilern ein Zwischenpfeiler aufgestellt, bestehend aus drei gusseisernen, oben durch einen übergelegten I-Träger vereinigten Säulen, über welche Pfeiler dann Betonplatten gelegt wurden (ZfB. 1884—TFF. 1886, Pl. 7—ÖW. 1888, N:o 3).

» » Fig. 12—12 a. Stützmauer mit überwölbten Pfeilern und hinterem Abschluss der Nischen mittels Trockenmauern *B* (Österreich. Bahnen).

» » Fig. 13—15. Ufermauern mit überwölbten Pfeilern und hinterem Abschluss der Nischen durch befestigte Erdböschungen. — Fig. 13-13 a ist eine Kaimauer am Nord-Ostsee-Kanal (Binnenhafen in Brunsbüttel), wobei die den hinteren Abschluss bildende Erdböschung mittels Mauerwerk auf Betonbett befestigt ist (ÖZ. 1895, S. 331). — Bei Fig. 14-14 a (Ufermauer am Kanal St. Denis) besteht der hintere Abschluss aus einer schwachen lothrechten Mauer von kleinerer Höhe, von welcher die befestigte Böschung ausgeht (AdP. 1893 II, Bl. 18—ZfB. 1894, Bl. 68). — Fig. 15 ist eine in Rotterdam am Entrepôthaven und am Binnenhaven auf eine Länge von 700 m ausgeführte Kaimauer. Die auf Pfahlrost gegründeten Pfeiler sind hier zur Minderung der Belastung des Rostes durch eine Öffnung von 2,6 m Weite durchbrochen und haben die beiden Teile des Pfeilers eine Breite von 1,32 m, bei 2,6 m Tiefe. Der gegenseitige Abstand der Pfeiler beträgt 4,0 m. Dieselben bestehen aus Ziegelmauerwerk und sind mittels Betongewölben überwölbt. Den hinteren Abschluss bildet eine Erdböschung, welche teils mittels eines hochkantig in Mörtel verlegten Ziegelpflasters, teils nur durch Flechtzäune befestigt ist (ZfB. 1884—TFF. 1886, Pl. 7—ÖW. 1888, N:o 3).

» » Fig. 16—16 a. Kaimauer im Hafen von Tunis, bestehend aus Pfeilern in Form von im Wasser versenkten Betonblöcken, welche auf einem Betonbett mit unterliegender Steinschüttung ruhen und welche eine Decke aus gewalzten I-Eisen und dazwischen eingespannten Gewölben tragen. Die hintere Begrenzung der Nischen besteht aus einer geböschten Steinschüttung. Die Pfeiler haben eine obere und untere Breite von bezw. 2,0 und 3,2 m, eine Tiefe von 5,0 m, eine Höhe von 5,8 m und einen gegenseitigen Abstand von 8,0 m von Mitte zu Mitte (NA. 1894, Pl. 25).

» » Fig. 17—17 a. Kaimauer am Garonne-Ufer zu Bordeaux, wobei die 4,0 m breiten Pfeiler in gegenseitigen lichten Abständen von 12,0 m auf Senkkästen (Caissons) gegründet und oben überwölbt sind. Den hinteren Abschluss der Öffnungen bildet auch hier eine geböschte Steinschüttung (ZfB. 1891),

Mauern mit geschlossenen Hohlräumen.

Diese Mauern sind entweder Zellenmauern von der früher besprochenen Art (Taf. 19, Fig. 19), wobei die Zellen unausgefüllt bleiben, oder Nischenmauern wie die zuletzt beschriebenen, wobei die Nischen durch Frontmauern abgesperrt sind. Bei der ersteren Art bezwecken die Hohlräume die Erreichung einer grösseren Standsicherheit, als bei vollen Mauern von gleicher Materialmenge, während bei der letzteren Art die Absperrung der Nischen einen besseren Zusammenhang des Bauwerkes, die Absperrung des Wassers von den Hohlräumen, oder auch nur ein besseres Aussehen bezwecken kann.

Taf. 20, Fig. 18—18 b. Schleusenmauer mit hohlen Zellen am Kanal St. Denis. Diese Anordnung war dadurch bedingt, dass diese etwa 14 m hohen Mauern einerseits einem starken Erddruck ausgesetzt sind, namentlich wenn das Wasser vom Kanal in die Hinterfüllungserde vordringt, während von der anderen Seite, je nachdem die Kammer gefüllt oder entleert ist, ein wechselnder Wasserdruck, entsprechend dem Gefälle von 9,92 m (vergl. S. 55, Taf. 12, Fig. 4-4 i) gegen die Mauern ausgeübt wird. Bekommt das Wasser zur Hinterfüllungserde keinen Zutritt, so ist bei gefüllter Kammer der Wasserdruck grösser, als der Erddruck und eine volle Mauer würde sich dann in Anbetracht der Nachgiebigkeit des Grundes etwas nach rückwärtz neigen, während umgekehrt bei leerer Kammer der Erddruck eine Neigung nach vorne bedingen würde. Da solche Schwingungen der Mauer bedenkliche Undichtigkeiten der Schleuse befürchten liessen, sollten dieselben, bei möglichster Sparung an Material, durch die ausgeführte Anordnung vermieden werden. Zu dem Zwecke wurde die Mauer in der unteren Hälfte mit verhältnissmässig grosser Dicke massiv ausgeführt, während in der oberen, den wechselnden Wasserständen ausgesetzten Hälfte Zellen ausgespart wurden, deren Scheidewände als Stützpfeiler für die wechselnden beiderseitigen Drücke dienen. Bei leerer Kammer ist nämlich die hintere Begrenzungsmauer der Zellen zusammen mit den Scheidewänden stark genug zur Aufnahme des Erddruckes, während bei gefüllter Kammer der Wasserdruck zum Teil von der in Form von stehenden Gewölben ausgeführten vorderen Wand selbst aufgenommen und der Rest durch die Scheidewände auf die hintere Wand übertragen wird, wo sowohl der Widerstand der Mauer als auch der Erddruck entgegen wirken. Die Hohlräume sind oben überwölbt und durch ein an der Sohle angebrachtes Ablaufrohr entwässert, so dass allenfalls eindringendes Wasser stets in die untere Kanalhaltung einen Abfluss findet (AdP. 1893 II, Pl. 18—ZfB. 1894, Bl. 68).

» » Fig. 19. Kaimauer mit geschlossenen Holräumen in Rotterdam (am Binnenhaven). Bei dieser Anlage wurde beabsichtigt, die vom Wasser abgeschlossenen Hohlräume als Kellerräume verwenden zu können. Um allfälligen Bewegungen des weichen Moorbodens unter dem Bauwerk vorzubeugen, wurde das Erdreich entsprechend dem in der Figur angedeuteten Profil ausgebaggert und durch eine Sandschüttung ersetzt, worauf die Pfähle eingerammt und mit einem 9 m breiten wasserdichten Rost versehen wurden. Zur Verstärkung der Pfähle gegen den seitlichen Schub wurde bei jeder dritten Querreihe zwischen den vier vordersten Pfählen eine Spundwand geschlagen und jede Querreihe durch Zangenhölzer verspreizt, sowie zur Entlastung der Böschung hinter der vierten Pfahlreihe eine Spundwand angeordnet. Auf dem Roste wurde zuerst der den Boden bildende Mauerkörper und auf diesem vorne die Frontmauer, sowie hinten die etwas weniger dicke Rückenmauer errichtet. Zwischen diesen zwei Mauern wurden zwei Reihen eiserner Säulen mit gegenseitigen Abständen von 2,66 m aufgestellt, als Stützen für die aus einem Gerippe von I-Eisen und Betonplatten bestehende Decke. Durch hölzerne Querwände wurde der Raum in Kellerräume von entsprechender Grösse abgeteilt, welche durch Einsteigetreppen zugänglich gemacht wurden. Es wurde jedoch bei dieser Anlage der beabsichtigte Zweck insofern nicht erreicht, als infolge von ungenügender Dichtigkeit des Mauerwerks die Räume nicht wasserfrei gehalten, und daher als Kellerräume nicht verwendet werden konnten (ZfB. 1884—TFF. 1886, Pl. 7—ÖW. 1888, N:o 3).

» » Fig. 20—20 b. Futtermauer am Hofe des Oekonomiegebäudes der Universität Bonn, bestehend aus gemauerten Pfeilern von 1,0 m Breite, 2,20 m Tiefe und 3 m gegenseitigem lichten Abstand, zwischen welchen aufrecht stehende Gewölbe eingespannt wurden, so dass zu beiden Seiten Nischen entstanden. Während hier die hinteren Nischen mit Beton hinterfüllt wurden, sind die vorderen durch aufrechte dünne Wände geschlossen worden. Um eine möglichst innige Verbindung zwischen Beton und Mauerwerk zu erreichen, wurden die Hinterflächen der

Pfeiler und Gewölbe mit Verzahnungen ausgeführt, in welche der Beton sorgfältig eingestampft worden ist. Zur Verhinderung eines Abreissens des vorderen Teils der Pfeiler infolge des Gewölbedruckes sind die Pfeiler mit durchgezogenen Ankerstangen versehen worden, welche an der Vorderseite mit gusseisernen Ankerplatten und an der Rückseite mit Kreuzsplint versehen sind (CBl. 1883, S. 355).

2. Trockenmauern.

Die Trockenmauern werden meistens aus unbearbeiteten Bruchsteinen, seltener aus grob bearbeiteten Steinblöcken oder aus Hausteinen, ohne Verwendung von Mörtel in der Art hergestellt, dass unter Benutzung von möglichst lagerhaften Steinen an der Aussenseite, dieselben bis zu einer gewissen Tiefe möglichst regelmässig und in Verband, mit möglichst engen Fugen und mit Auszwickungen verlegt werden. Zur Erreichung des nötigen Widerstandes gegen den Erddruck bei grösserer Höhe, steilerer Böschung, sowie gegen die Angriffe von fliessendem Wasser und von Wellenschlag kommt bei diesen Maueren wohl auch an der Aussenseite bis zu einer gewissen Tiefe Mörtelmauerwerk zur Anwendung.

Das Profil der Trockenmauern ist vorne gewöhnlich durch eine geböschte Gerade, selten durch eine gebrochene oder konkave Linie und hinten durch eine gleichfalls nach vorne geböschte oder vertikale Gerade oder durch eine gebrochene Linie begrenzt. Infolge des losen Zusammenhanges erfordern die Trockenmauern, zur Erreichung der nötigen Standsicherheit, an der Vorderfläche gewöhnlich eine flachere Böschung, als dies bei Mörtelmauern der Fall ist, und zwar beträgt das Böschungsverhältnis je nach der mehr oder weniger guten Beschaffenheit des Steinmaterials und der Hinterfüllung etwa $1 : \frac{1}{3}$ bis $1 : \frac{2}{3}$. Die Mauerfugen sollen stets normal zur Aussenfläche und bei lotrechter hinterer Fläche auch normal zu dieser gerichtet sein, mit allmählichem Übergang zwischen diesen zwei Richtungen.

Die Gründung der Trockenmauern geschieht über Wasser unmittelbar auf gewachsenen Boden und im Wasser auf Steinschüttungen. Der Kopf der Mauer darf nicht von bewegten Lasten unmittelbar erschüttert werden, weshalb bei Mauern an Eisenbahndämmen entweder eine entsprechend hohe Überschüttung oder eine gewisse Entfernung vom Gleise erforderlich ist. Die Hinterfüllung besteht entweder nur aus Erde, oder auch teilweise aus Steinsätzen.

Die Trockenmauern haben gegenüber Mörtelmauern im Allgemeinen den Vorteil grösserer Einfachheit in der Herstellung und dadurch gewöhnlich auch den Vorteil kleinerer Anlagekosten, dagegen den Nachteil kleinerer Standsicherheit, grösserer erforderlicher Steinmengen und eines grösseren erforderlichen Raumes. Es werden daher Trockenmauern oft als Ufermauern an Strassen- und Eisenbahndämmen mit Vorteil verwendet, namentlich wenn Steinmaterial in der Nähe (etwa von Einschnitten) leicht erhältlich ist, wogegen sie zu Kaimauern nicht gebräuchlich sind.

Taf. 20, Fig. 21—25. Trockenmauertypen der Gotthardbahn. Bei der bis zu $h = 6$ m angewendeten Anordnung Fig. 21 hat die vordere Böschung eine Neigung von $1 : \frac{1}{3}$, während die hintere Fläche im oberen Teil vertikal und im unteren Teil gleichfalls $1 : \frac{1}{3}$ geböscht ist. Die obere Stärke beträgt $a = 1$ bis 1,5 m und die Höhe der Überschüttung $h_0 \gtreqqless 1,5$ m. — Bei Fig. 22 ist die Höhe der Mauer $h \lesseqqgtr 9$ m, die vordere und hintere Böschung geneigt im Verhältnis $1 : \frac{3}{5}$ und die Dicke $d = 1,2 \text{ m} + \frac{h}{10}$. Die Überschüttung ist auch hier $h_0 \gtreqqless 1,5$ m. — Bei den Anordnungen Fig. 23 und Fig. 24 sind die Mauern mit einem Steinsatz hinterfüllt und beträgt auch hier $h \lesseqqgtr 9$ m, die vordere Böschungsanlage $1 : \frac{2}{5}$, die Kronendicke 1,2 m und die untere Dicke $d = 1,2 \text{ m} + \frac{h}{5}$. — Fig. 25 zeigt die bei dieser Bahn an der Reus angewendete Anordnung des Uferschutzes mittels Trockenmauern, deren vordere und hintere Böschung im Verhältnis 1 : 1 geneigt ist und deren Dicke $d = 1 \text{ m} + \frac{h}{10}$ beträgt, bei $h \lesseqqgtr 12$ m (Rs. Bl. 23, 24—HZ. 1882, Bl. 893).

» » Fig. 26. Trockenmauer der Salzburg-Tiroler-Bahn. Die Mauer ist hier mit einem Steinsatz hinterfüllt und hat bei einer vorderen Böschungsneigung von $1 : \frac{1}{3}$ eine Kronendicke $a = 1,2$ m und eine untere Dicke $d = 1,2 \text{ m} + 0,2\,h$.

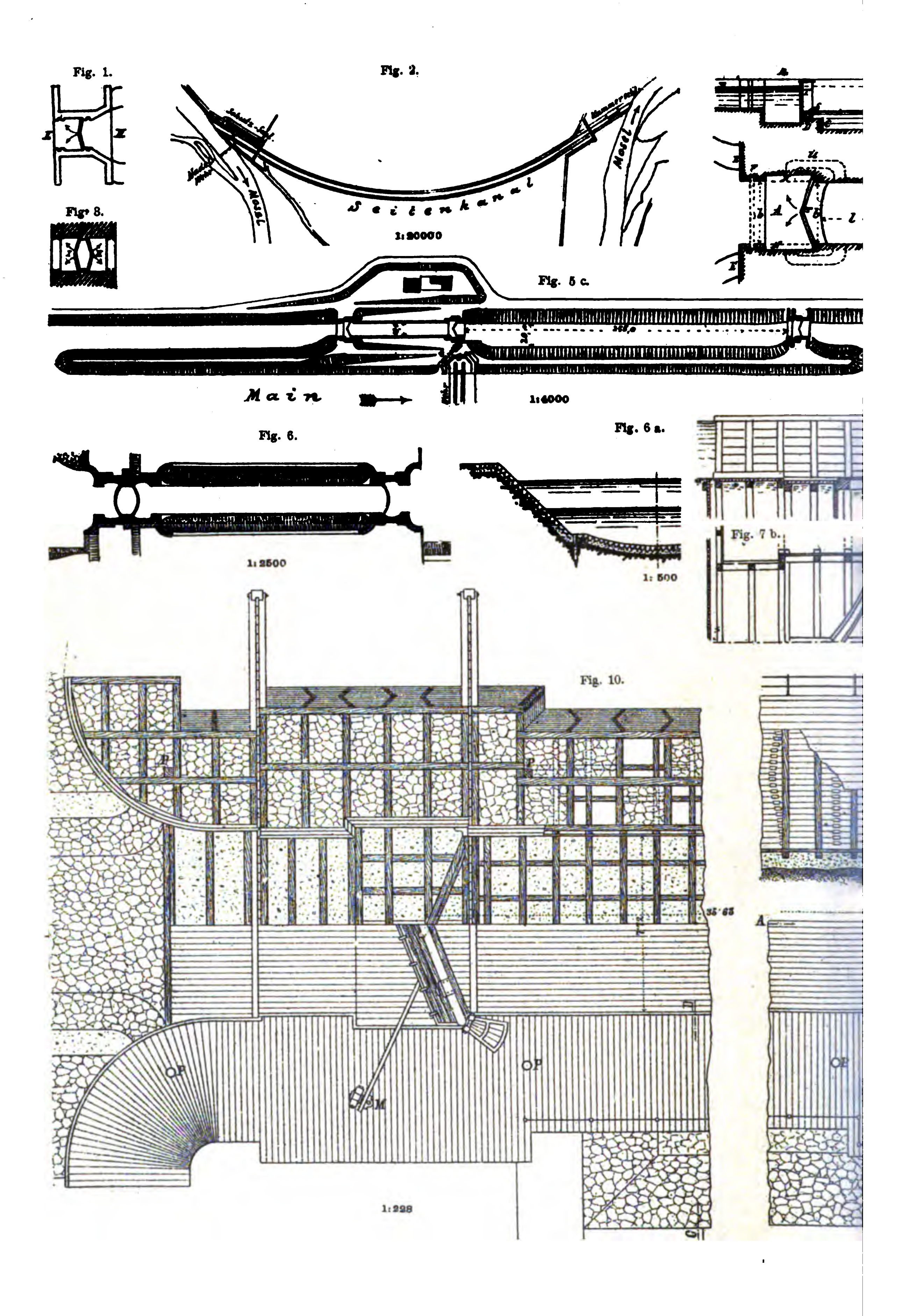
» » Fig. 27. Ufermauer der Eisenbahn Langelsheim-Clausthal, wobei die Vorderfläche im Verhältnis $1 : \frac{1}{3}$ geböscht und die hintere vertikal ist, und wobei die Kronendicke $a \gtreqqless 1$ m beträgt.

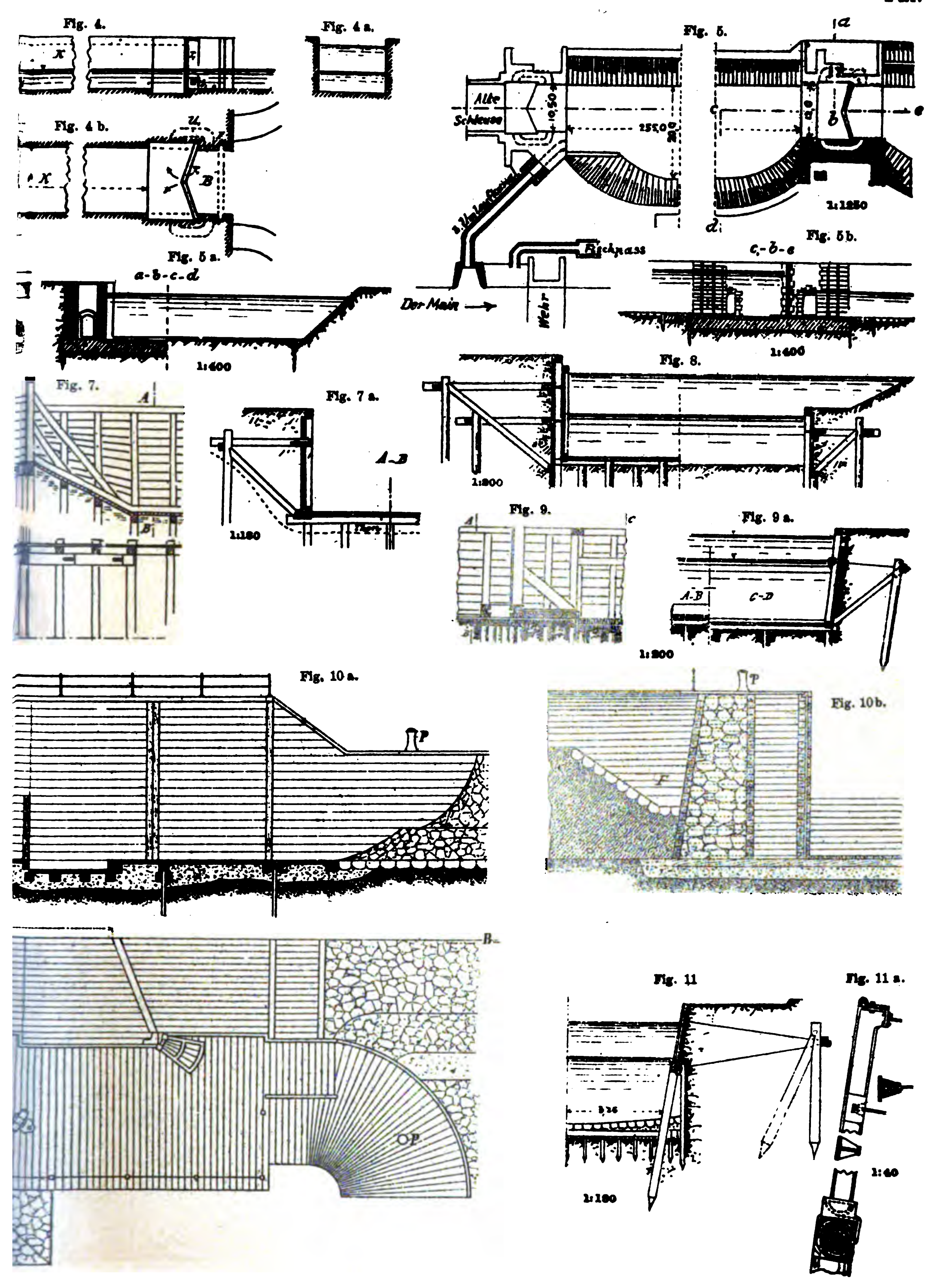
» » Fig. 28. Ufermauer der linksufrigen Zürichseebahn. Die Vorderfläche ist hier gegen den Wellenschlag konkav gekrümmt und besteht die vordere Schicht aus regelmässigen Werksteinen. Diese Anordnung soll sich sehr gut bewährt haben (Rs., Bl. 23).

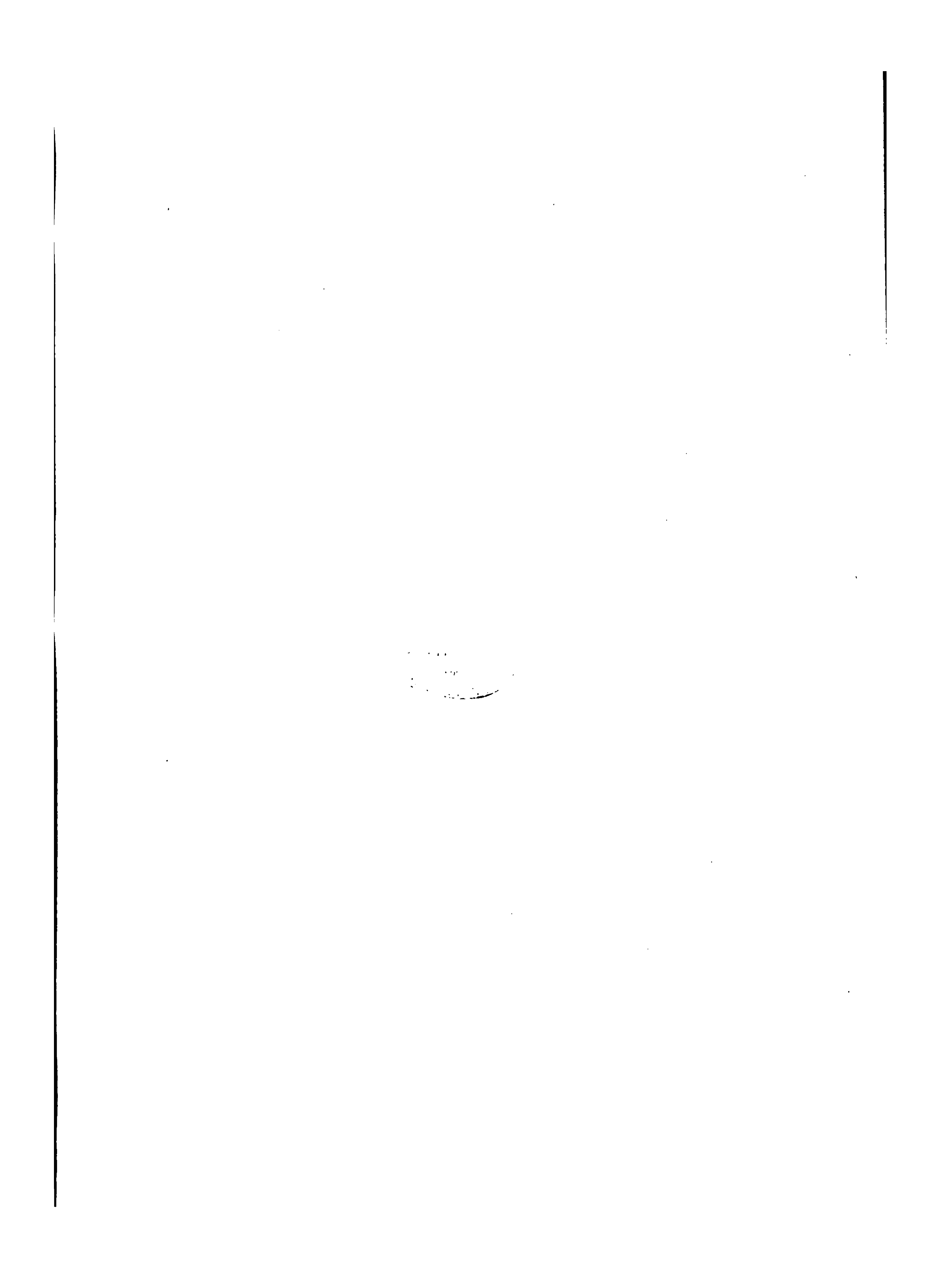
» » Fig. 29. Trockenmauer bei hohen Dämmen der Bayrisch-sächsischen Bahn in Oberfranken, wobei um die Böschung möglichst steil halten zu können, an der Aussenseite bis zu einer Tiefe von ungef. 1,4 m Mörtelmauerwerk zur Anwendung gekommen ist (s. Winkler, Unterbau).




·TY
OF
CALIFORNIA


Fig. 1.
Fig. 2.
Seitenkanal
Mosel
1:20000
Fig. 8.
Fig. 5 c.
Main
1:4000
Fig. 6.
1:2500
Fig. 6 a.
1: 500
Fig. 7 b.
Fig. 10.
1:228


Fig. 4.
Fig. 4 a.
Fig. 4 b.
Fig. 5.
Fig. 5 a.
a-b-c-d
1:400
Fig. 5 b.
c-b-e
1:400
1:1250
Alte Schleuse
Fischpass
Der Main
Wehr
Fig. 7.
Fig. 7 a.
A-B
1:180
Fig. 8.
1:200
Fig. 9.
Fig. 9 a.
C-D
1:200
Fig. 10 a.
Fig. 10 b.
Fig. 11
Fig. 11 a.
1:180
1:40



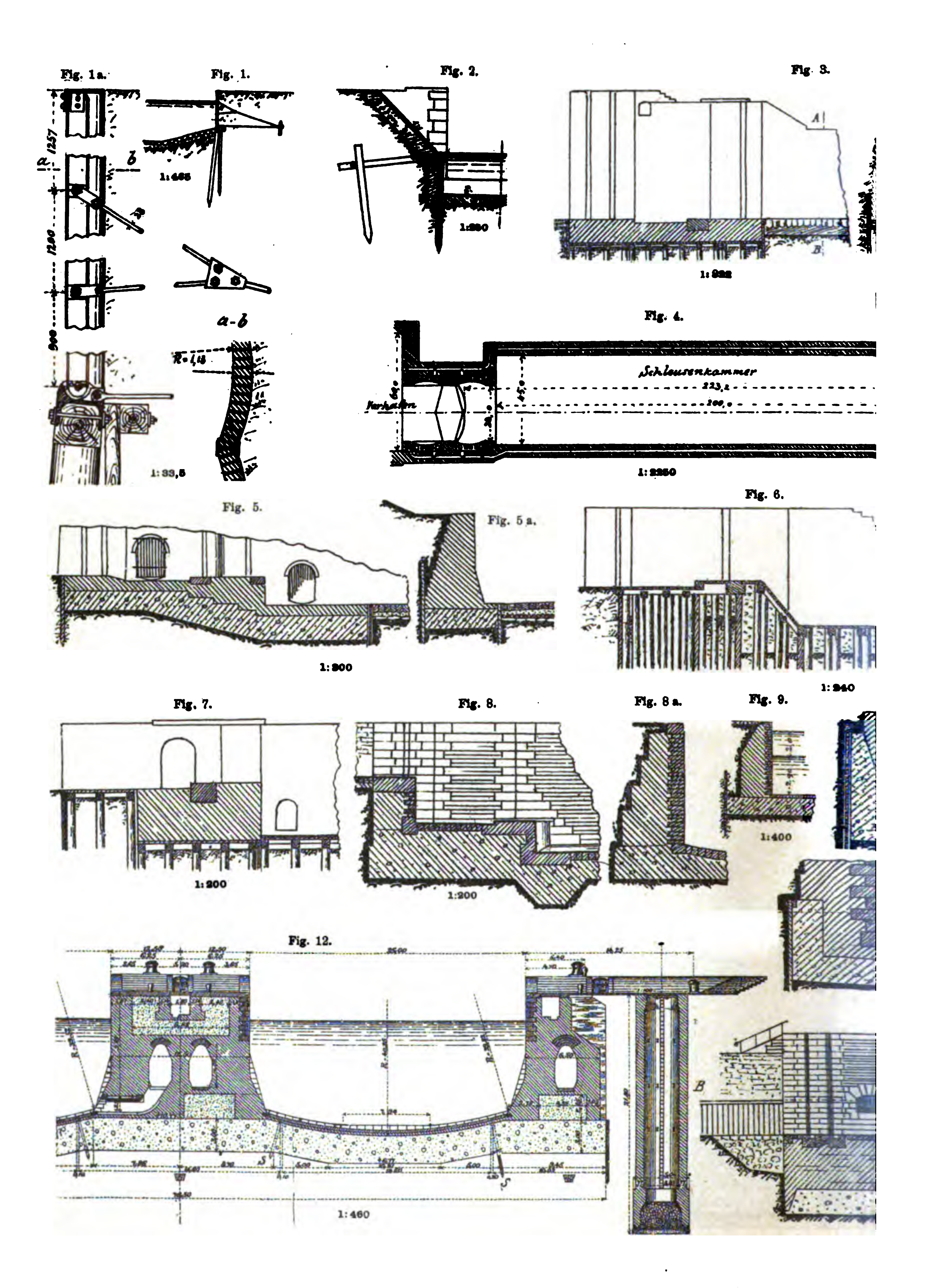


Fig. 1a.
Fig. 1.
1:465
a
b
1257
1200
a-b
1:33,5
Fig. 2.
1:200
Fig. 3.
A
B
Fig. 4.
Schleusenkammer
Vorhafen
1:2250
Fig. 5.
Fig. 5a.
1:200
Fig. 6.
1:240
Fig. 7.
1:200
Fig. 8.
1:200
Fig. 8a.
Fig. 9.
1:400
Fig. 12.
1:460
B

Taf. 2.

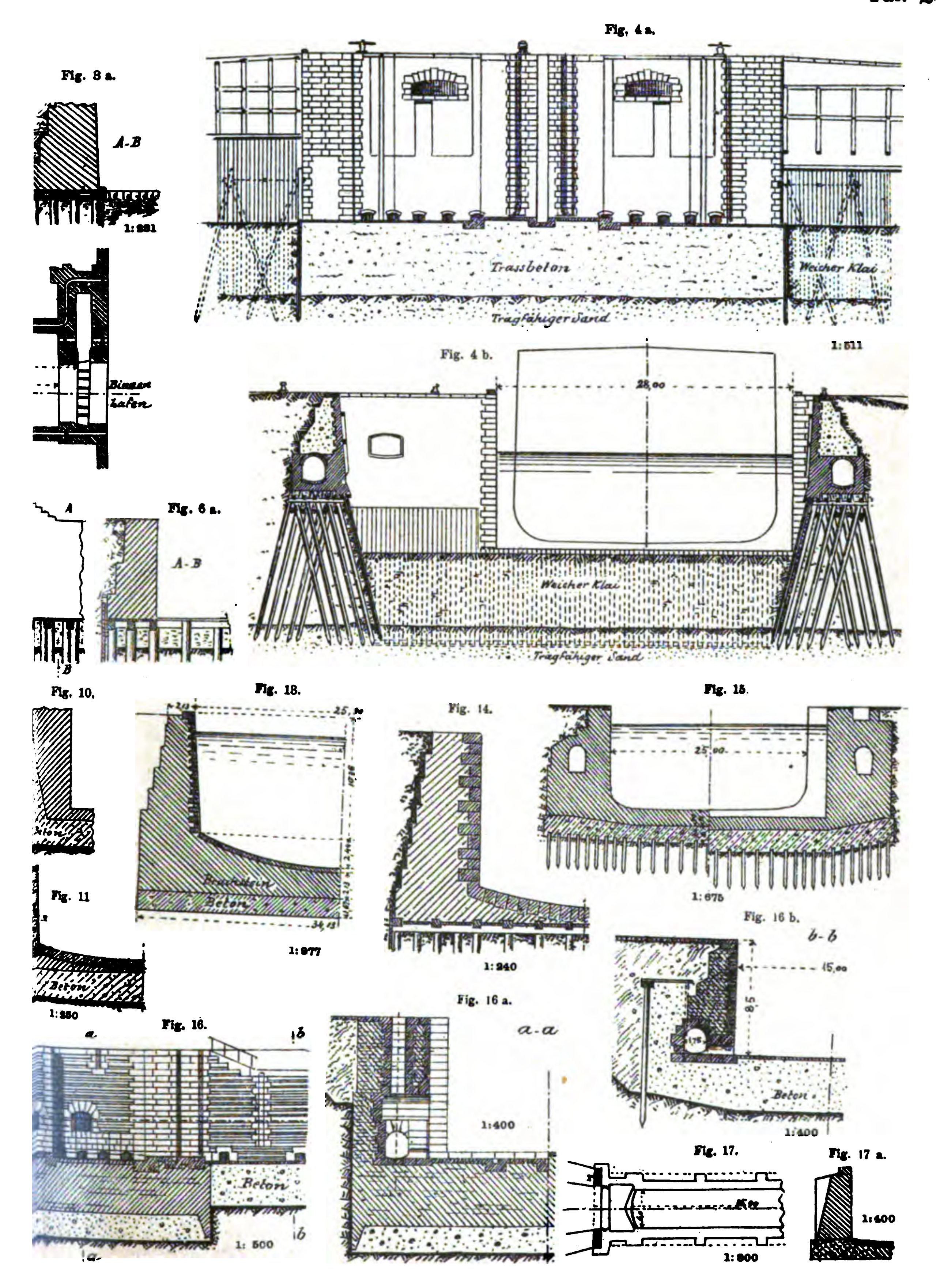
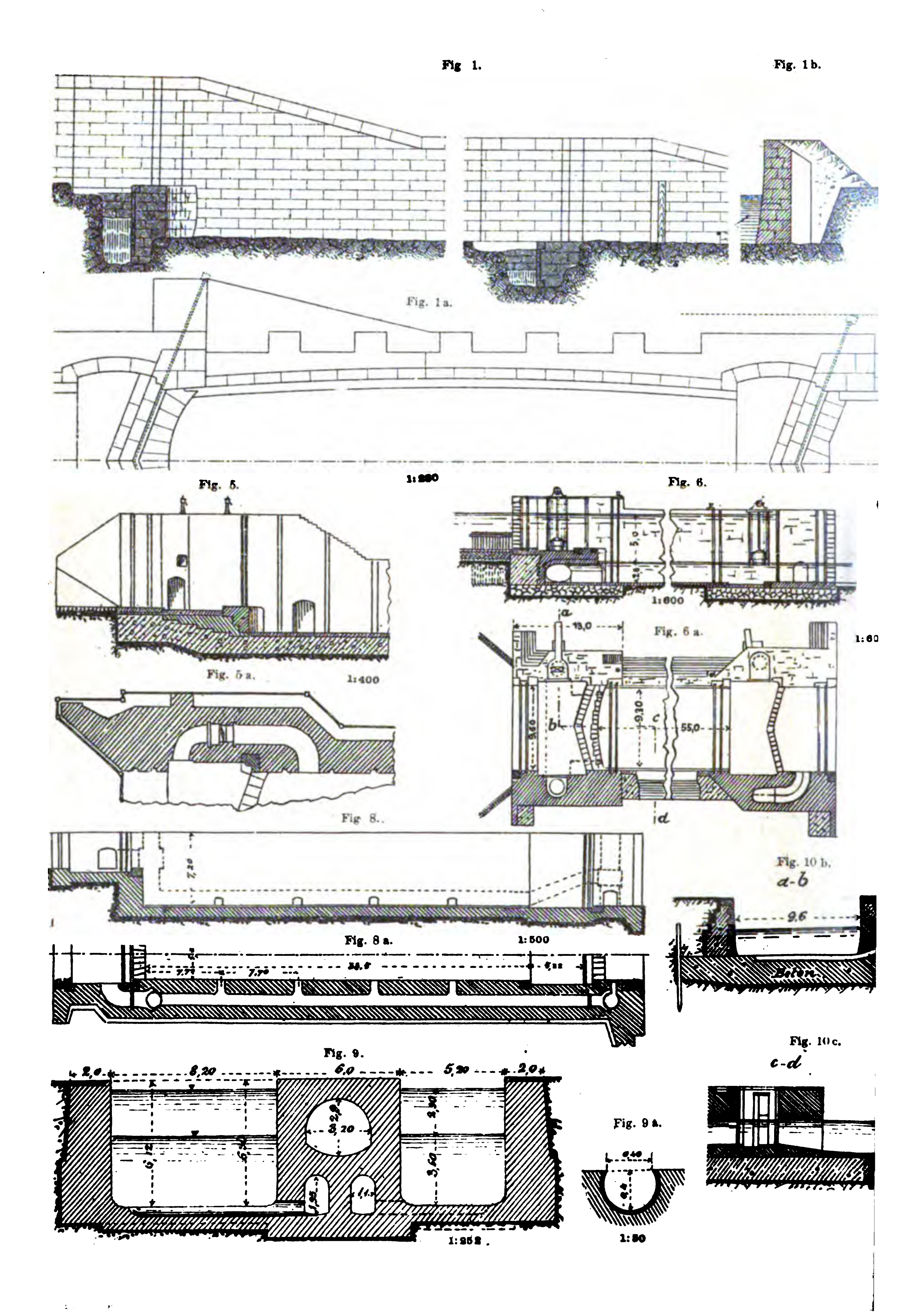


Fig. 4 a.
Trassbeton
Weicher Klai
Tragfähiger Sand
Fig. 8 a.
A-B
1:281
Binnenhafen
Fig. 4 b.
1:511
28,00
Weicher Klai
Tragfähiger Sand
Fig. 6 a.
A-B
A
B
Fig. 10.
Beton
Fig. 11
Beton
1:250
Fig. 13.
Bruchstein
Beton
1:277
Fig. 14.
1:240
Fig. 15.
25,00
1:675
Fig. 16 b.
b-b
15,00
8,5
Beton
1:400
Fig. 16.
a
b
Beton
1: 500
Fig. 16 a.
a-a
1:400
Fig. 17.
1:800
Fig. 17 a.
1:400


Fig 1.
Fig. 1 b.
Fig. 1 a.
1:250
Fig. 5.
Fig. 5 a.
1:400
Fig. 6.
1:600
Fig. 6 a.
1:60
Fig 8.
Fig. 8 a.
1:500
Fig. 10 b.
a-b
9,6
Beton
Fig. 9.
2,0
8,20
6,0
5,20
2,0
1:252
Fig. 9 a.
1:50
Fig. 10 c.
c-d

Taf. 3.

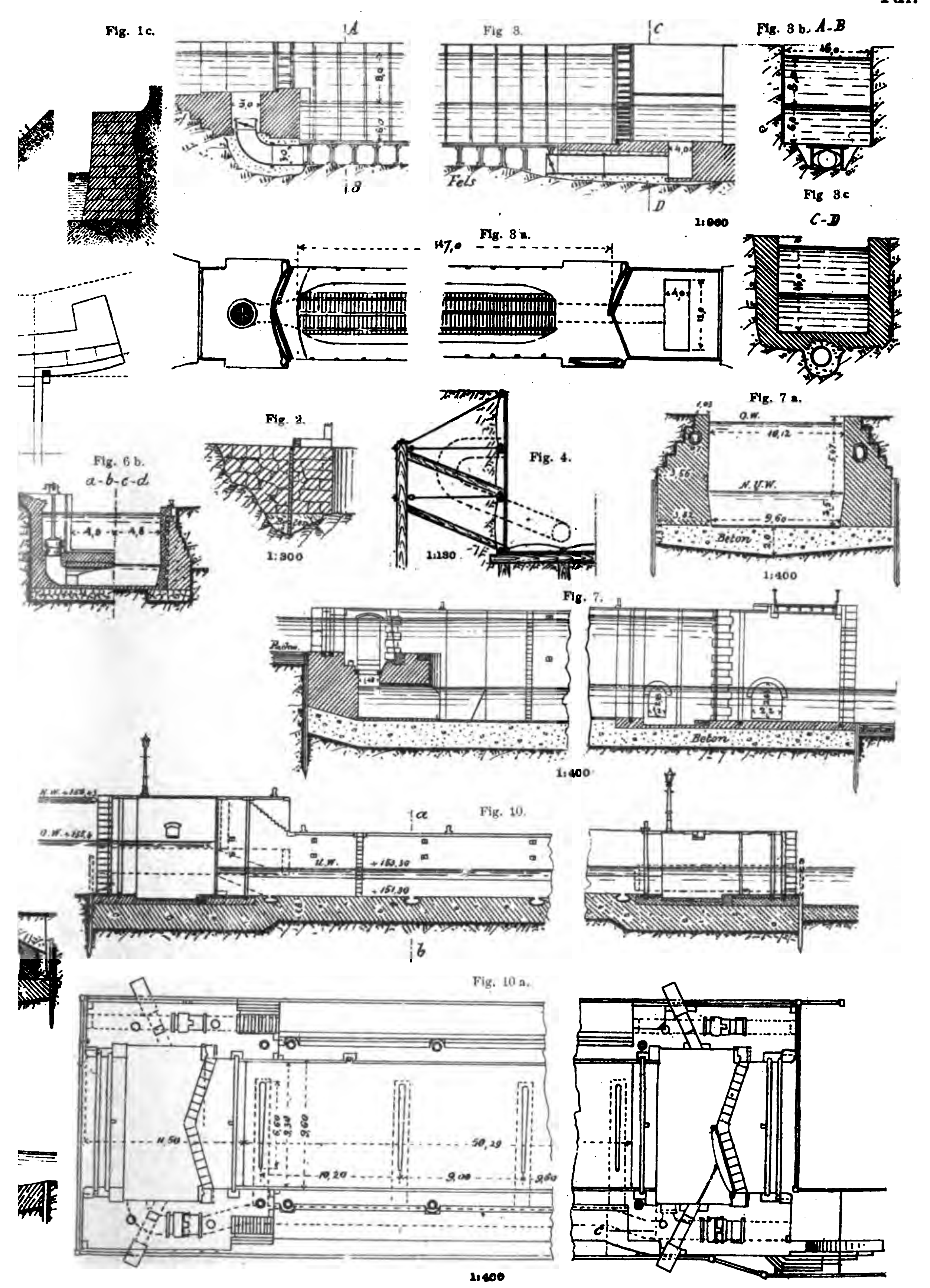


Fig. 1c.
Fig 3.
Fig. 3 b. A-B
Fels
1:960
Fig. 3 a.
147,0
Fig 3c
C-D
Fig. 2.
1:300
Fig. 4.
1:130
Fig. 7 a.
O.W.
N.U.W.
Beton
1:400
Fig. 6 b.
a-b-c-d
Fig. 7.
Beton
1:400
Fig. 10.
Fig. 10 a.
1:400

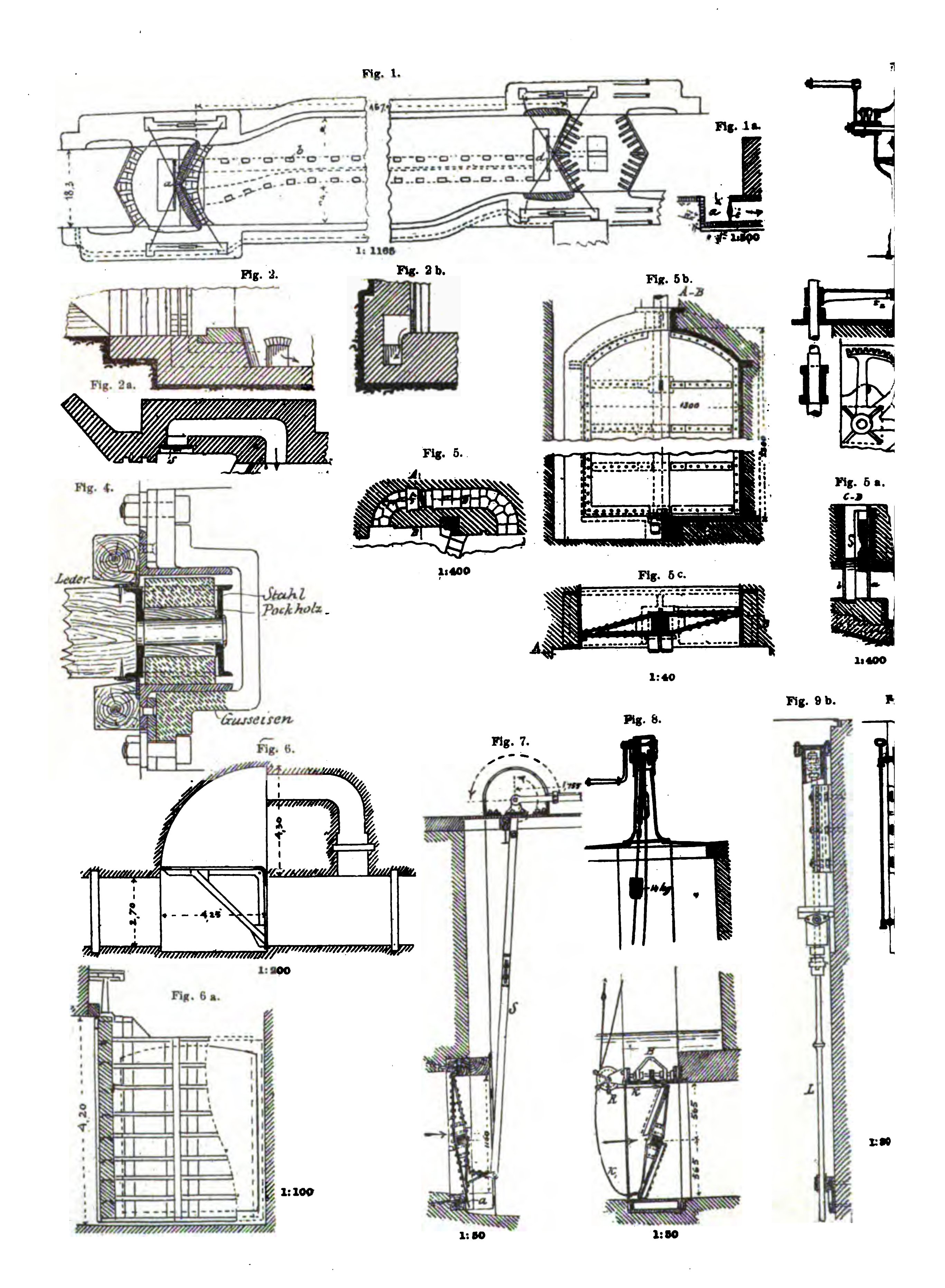


Fig. 1.
Fig. 1a.
1: 1166
1:500
Fig. 2.
Fig. 2a.
Fig. 2b.
Fig. 5b.
A-B
Fig. 5.
1:400
Fig. 5c.
1:40
Fig. 5a.
C-D
1:400
Fig. 4.
Leder
Stahl
Pockholz
Gusseisen
Fig. 6.
4,30
2,70
4,25
1:200
Fig. 6a.
4,20
1:100
Fig. 7.
S
1:50
Fig. 8.
1:50
Fig. 9b.
L

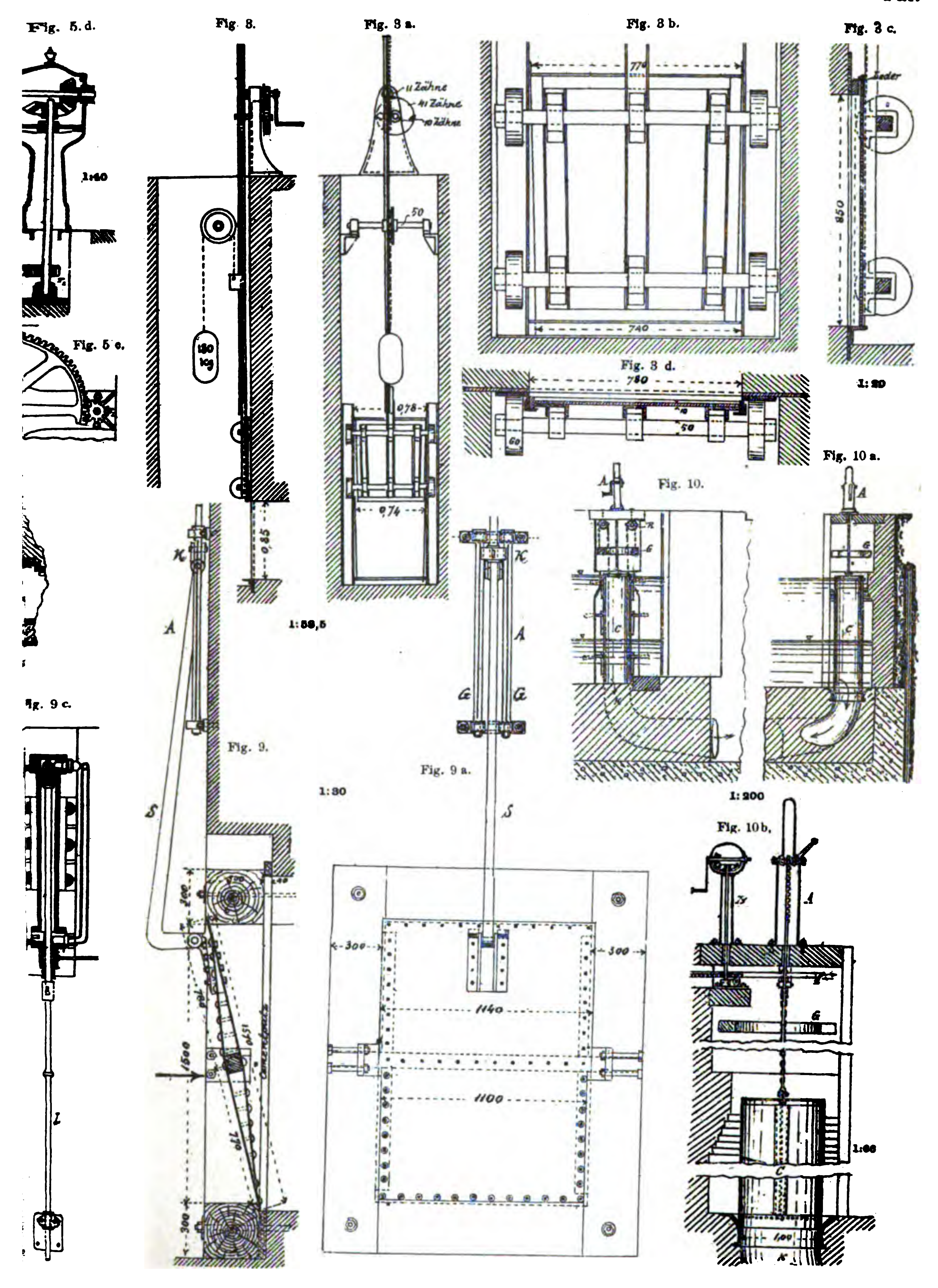


Fig. 5. d.
1:40
Fig. 5 e.
Fig. 8.
150 kg
0,85
Fig. 3 a.
11 Zähne
41 Zähne
10 Zähne
50
0,78
0,74
1:58,5
Fig. 3 b.
770
740
Fig. 3 c.
Leder
250
1:20
Fig. 3 d.
780
50
60
Fig. 10.
Fig. 10 a.
1:200
Fig. 9 c.
Fig. 9.
1:30
Fig. 9 a.
300
1140
1100
Fig. 10 b.
1:66

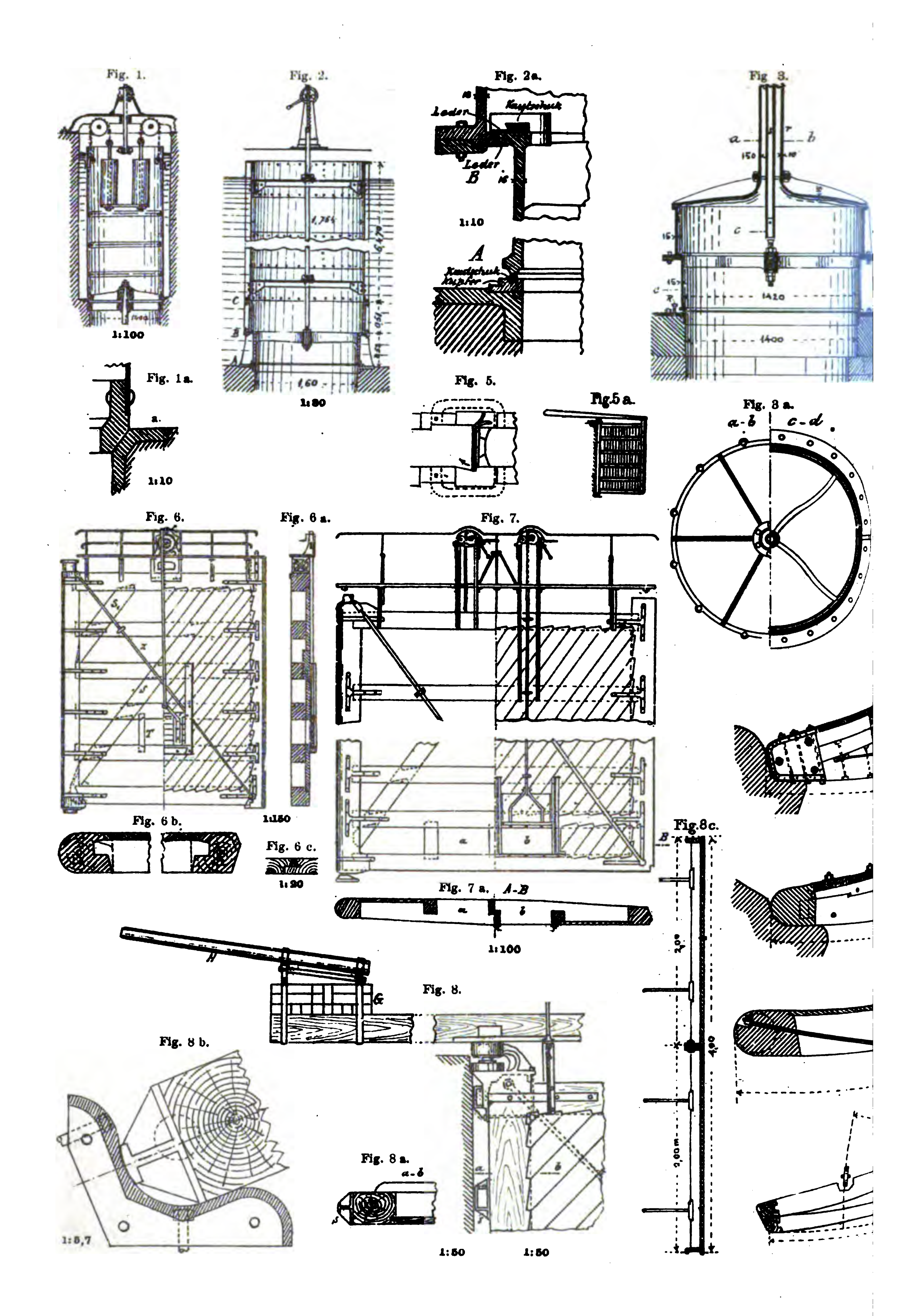


Fig. 1.
1:100
Fig. 1a.
1:10
Fig. 2.
1,60
1:80
Fig. 2a.
Leder
Kautschuk
B
1:10
A
Fig. 3.
a
b
1410
1400
Fig. 3a.
a-b
c-d
Fig. 5.
Fig. 5a.
Fig. 6.
Fig. 6a.
1:150
Fig. 6b.
Fig. 6c.
1:20
Fig. 7.
Fig. 7a. A-B
1:100
Fig. 8.
Fig. 8a.
a-b
Fig. 8b.
1:5,7
1:50
1:50
Fig. 8c.

Taf. 5.

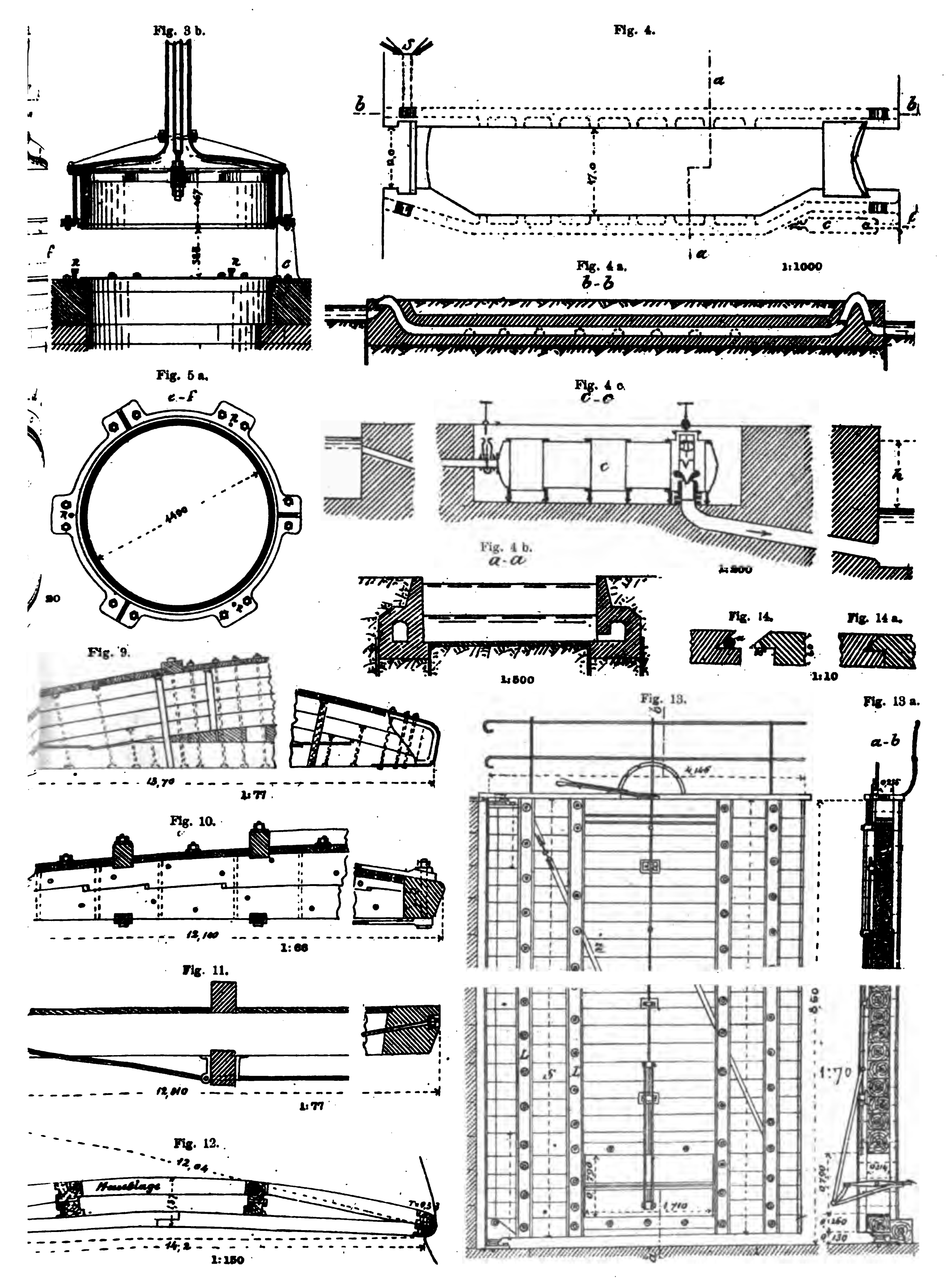


Fig. 3 b.
Fig. 4.
1:1000
Fig. 4 a.
b-b
Fig. 5 a.
e-f
Fig. 4 c.
c-c
Fig. 4 b.
a-a
1:500
Fig. 14.
Fig. 14 a.
1:10
Fig. 9.
1:77
Fig. 13.
Fig. 13 a.
a-b
Fig. 10.
1:66
Fig. 11.
1:77
1:70
Fig. 12.
1:150



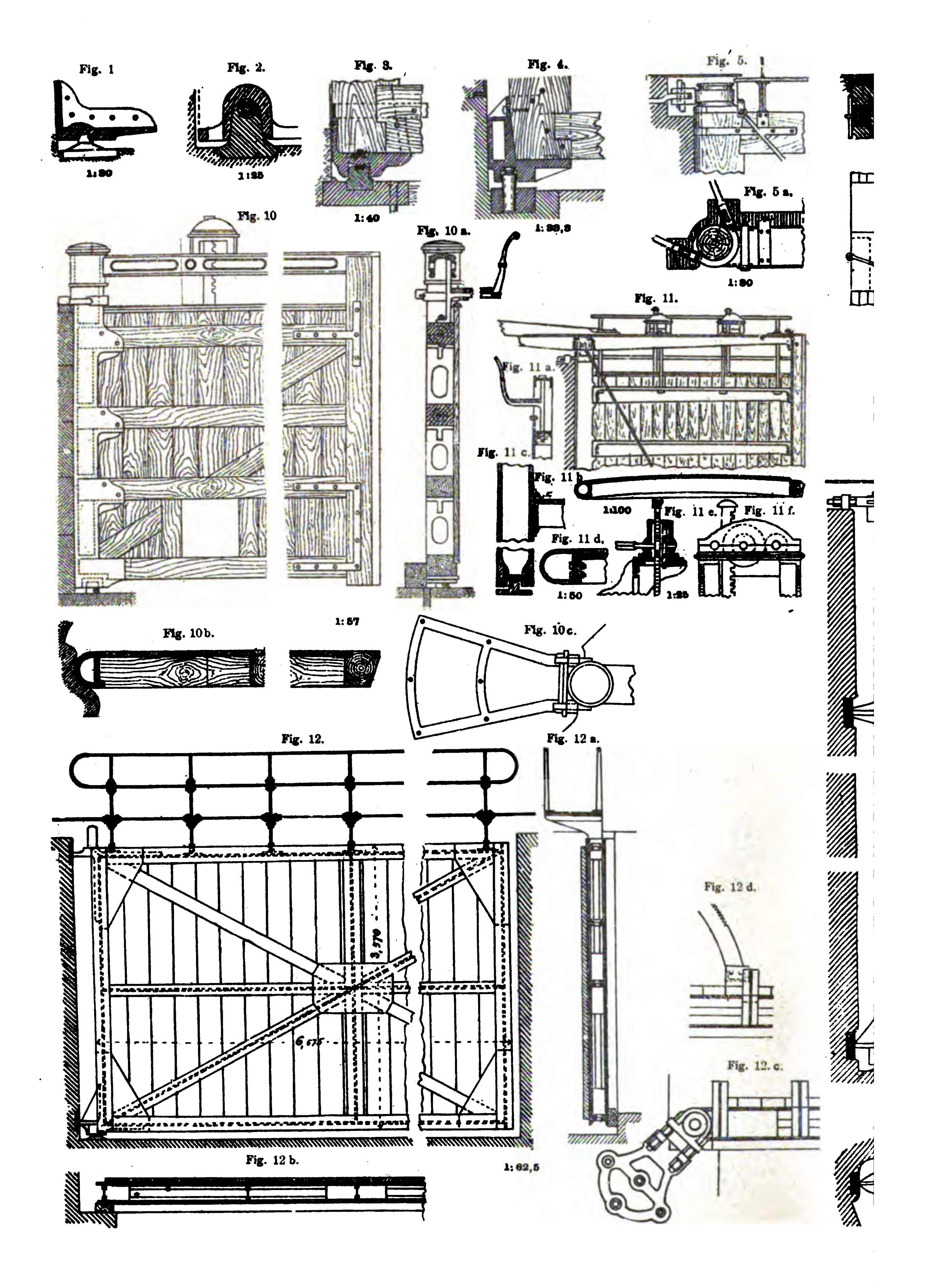


Fig. 1
1:30
Fig. 2.
1:25
Fig. 3.
1:40
Fig. 4.
1:33,3
Fig. 5.
Fig. 5 a.
1:30
Fig. 10
Fig. 10 a.
Fig. 11.
Fig. 11 a.
Fig. 11 c.
Fig. 11 b
1:100
Fig. 11 e.
Fig. 11 f.
Fig. 11 d.
1:50
1:25
Fig. 10 b.
1:57
Fig. 10 c.
Fig. 12.
Fig. 12 a.
Fig. 12 d.
3,370
6,575
Fig. 12. c.
Fig. 12 b.
1:62,5

Taf. 6.

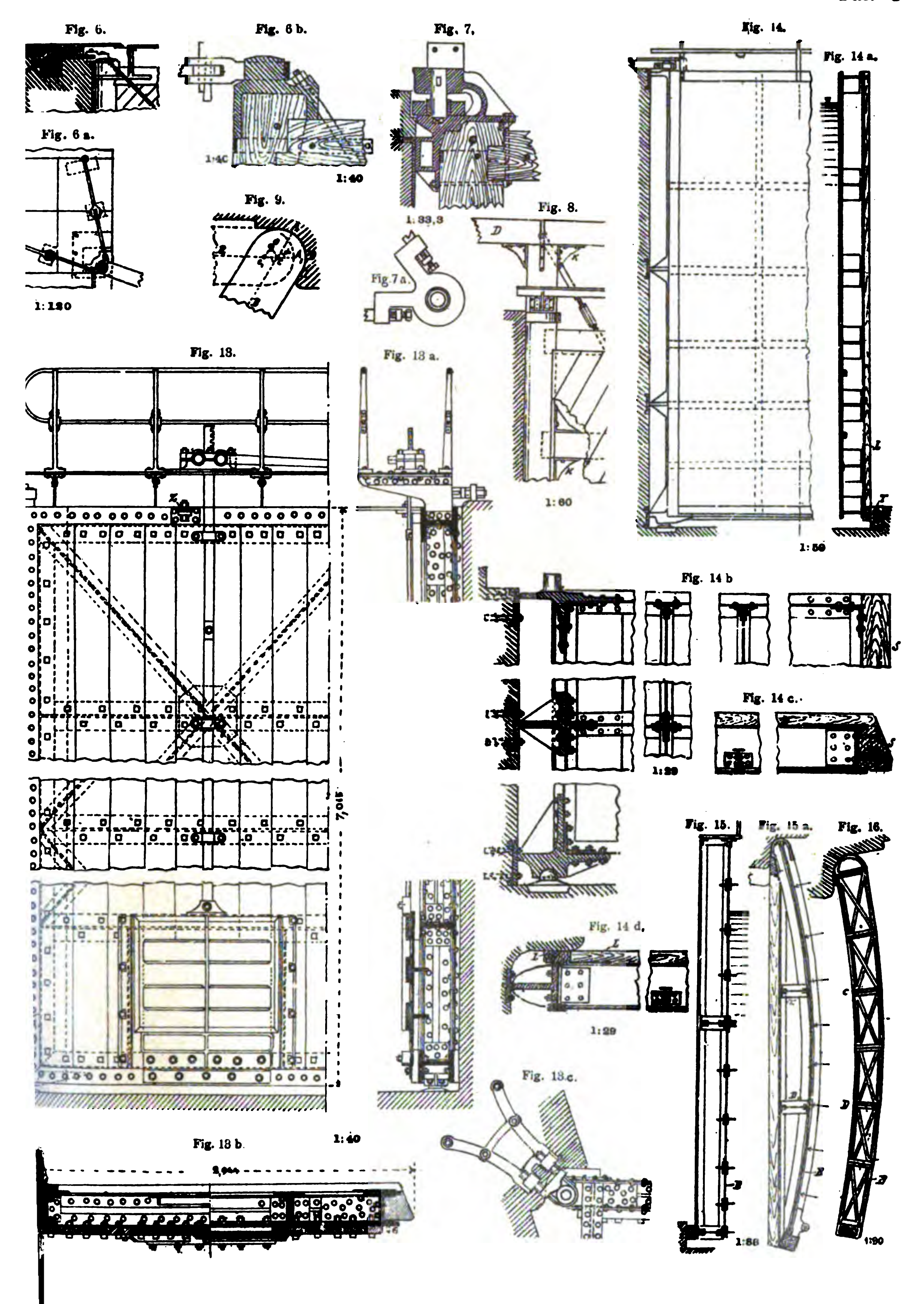
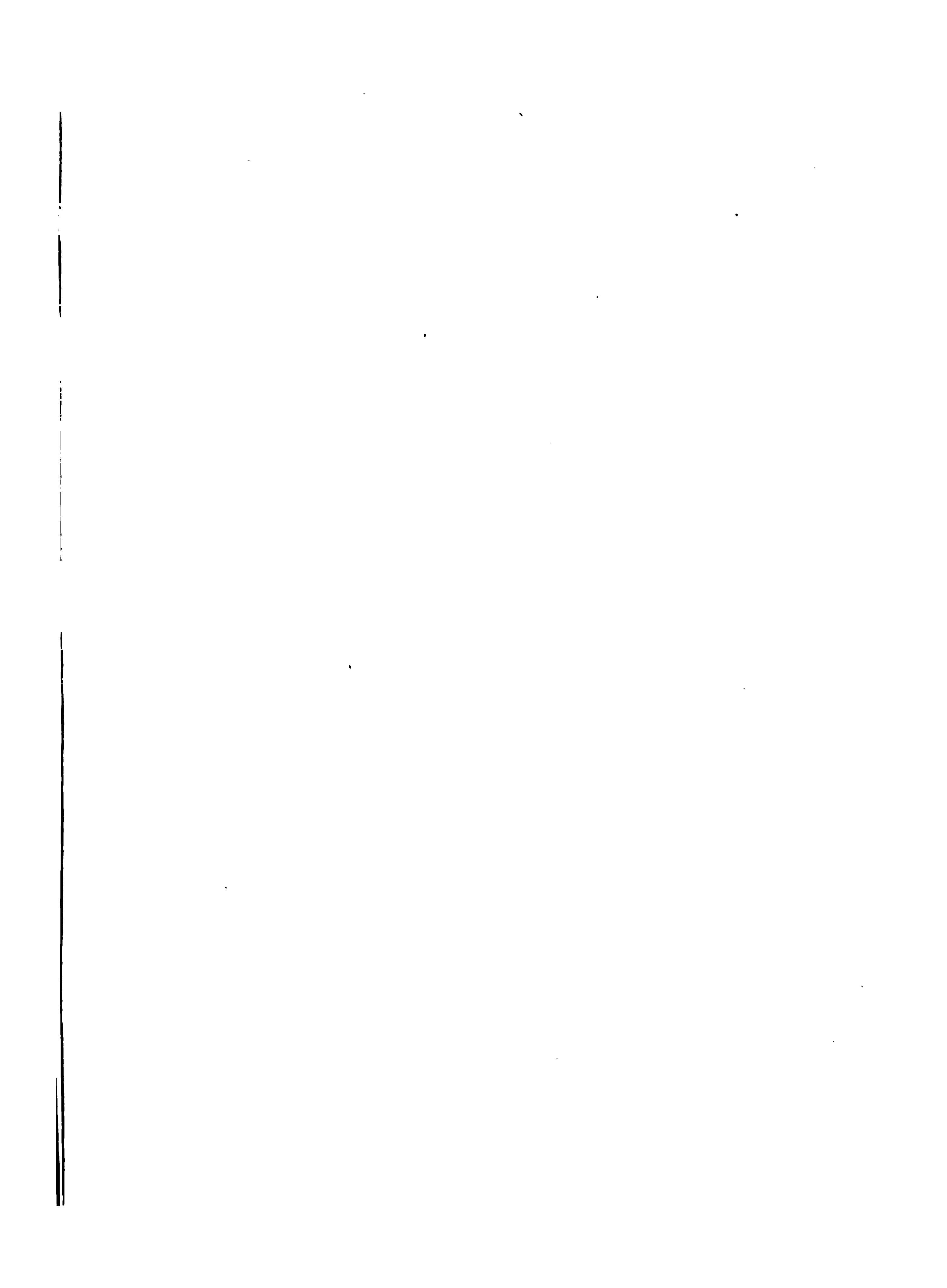


Fig. 6.
Fig. 6 b.
Fig. 7.
Fig. 14.
Fig. 14 a.
Fig. 6 a.
1:40
1:40
Fig. 9.
1:33,3
Fig. 8.
Fig 7 a.
1:120
Fig. 13.
Fig. 13 a.
1:60
1:50
Fig. 14 b
Fig. 14 c.
1:20
7,015
Fig. 15.
Fig. 15 a.
Fig. 16.
Fig. 14 d.
1:20
Fig. 13 c.
Fig. 13 b.
1:40
1:80
1:90



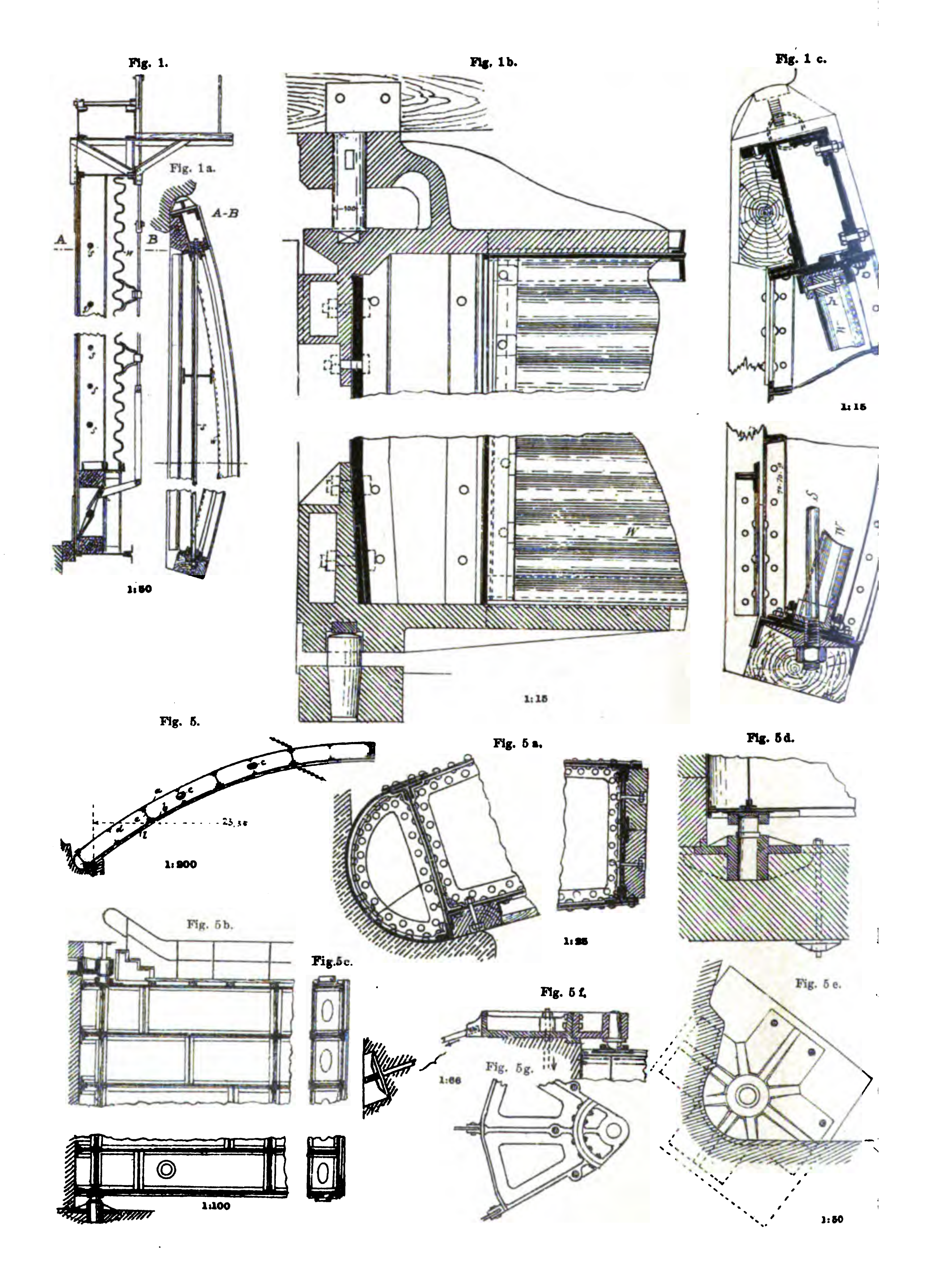
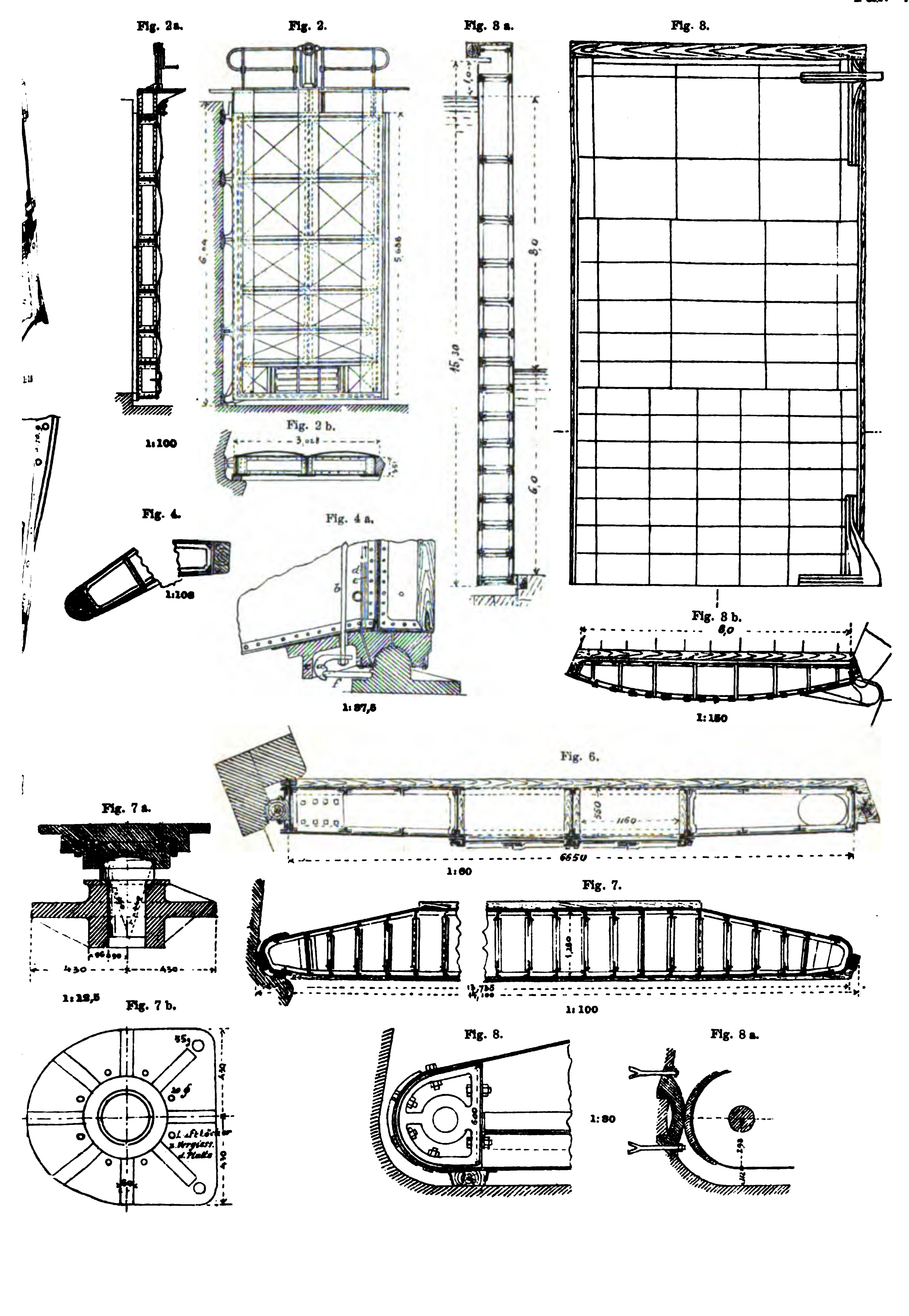


Fig. 1.
Fig. 1a.
A-B
A
B
1:50
Fig. 1b.
W
1:15
Fig. 1c.
1:15
Fig. 5.
1:200
Fig. 5a.
1:25
Fig. 5d.
Fig. 5b.
Fig. 5c.
1:100
Fig. 5f.
Fig. 5g.
1:66
Fig. 5e.
1:50

Taf. 7.


Fig. 2a.
Fig. 2.
Fig. 3 a.
Fig. 3.
1:100
Fig. 2 b.
Fig. 4.
1:105
Fig. 4 a.
1:37,5
Fig. 3 b.
8,0
1:150
15,30
8,0
6,0
Fig. 6.
550
1160
6650
1:60
Fig. 7 a.
430
430
1:12,5
Fig. 7.
1:100
Fig. 7 b.
Fig. 8.
600
1:30
Fig. 8 a.


UNIVERSITY
OF
CALIFORNIA

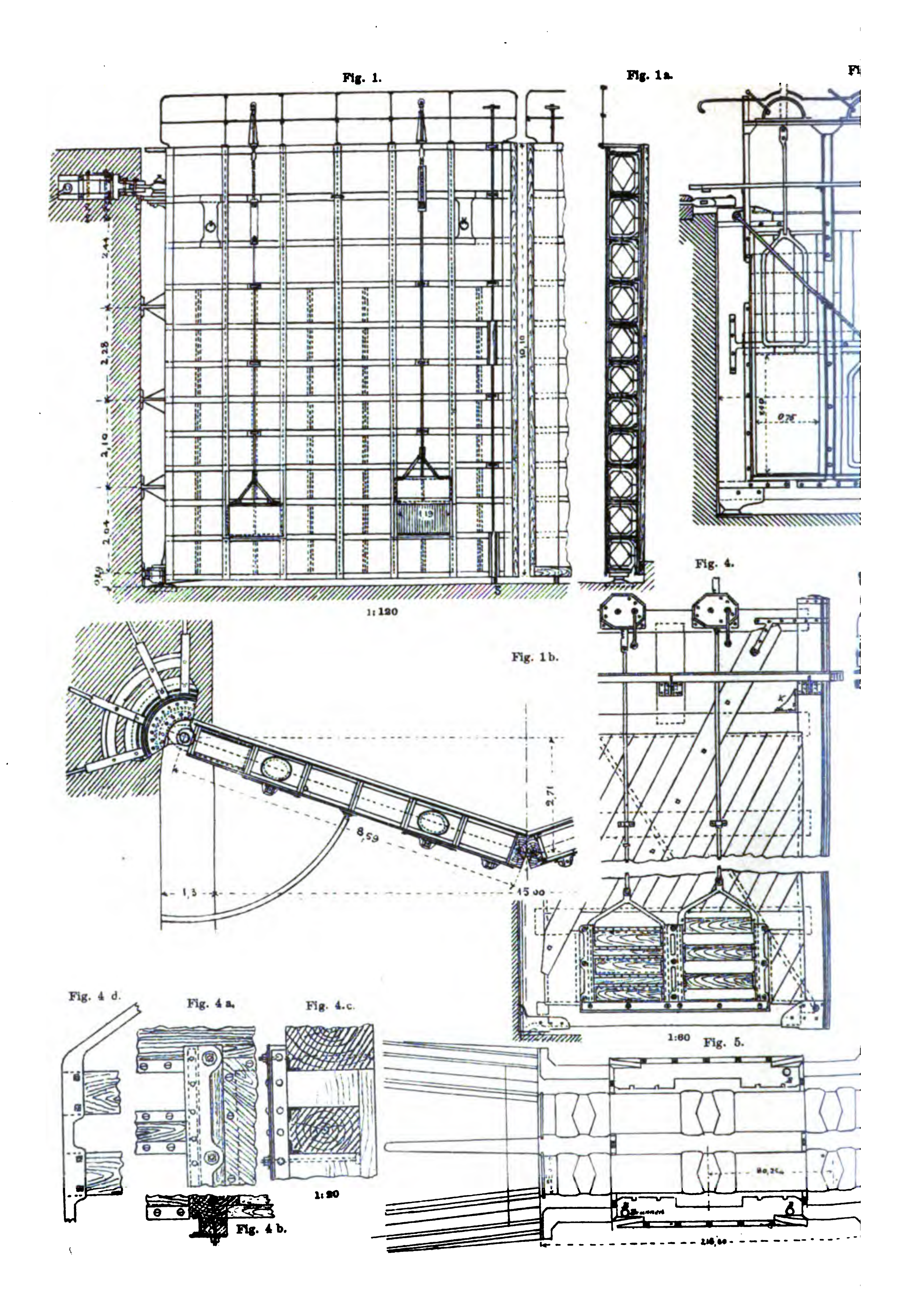


Fig. 1.
Fig. 1a.
Fig. 1b.
Fig. 4.
Fig. 4 d.
Fig. 4 a.
Fig. 4.c.
Fig. 4 b.
Fig. 5.
1:120
1:60
1:20
2,44
2,38
2,10
2,04
10,10
2,71
8,59
15,00
1,3

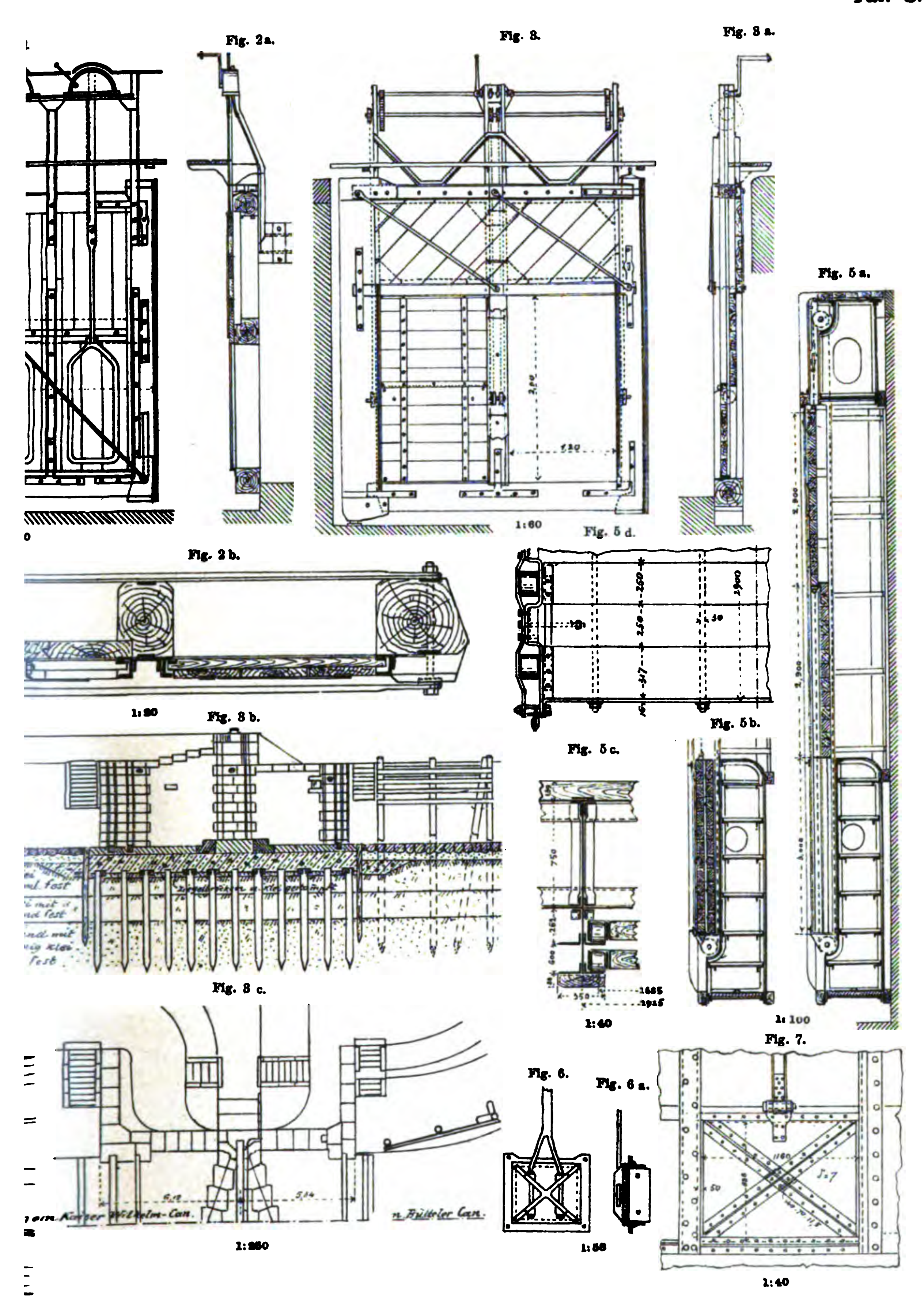


Fig. 2a.
Fig. 3.
Fig. 3a.
Fig. 5a.
1:60
Fig. 5d.
Fig. 2b.
1:20
Fig. 3b.
Fig. 5b.
Fig. 5c.
Fig. 3c.
1:40
1:100
Fig. 7.
Fig. 6.
Fig. 6a.
1:250
1:50
1:40

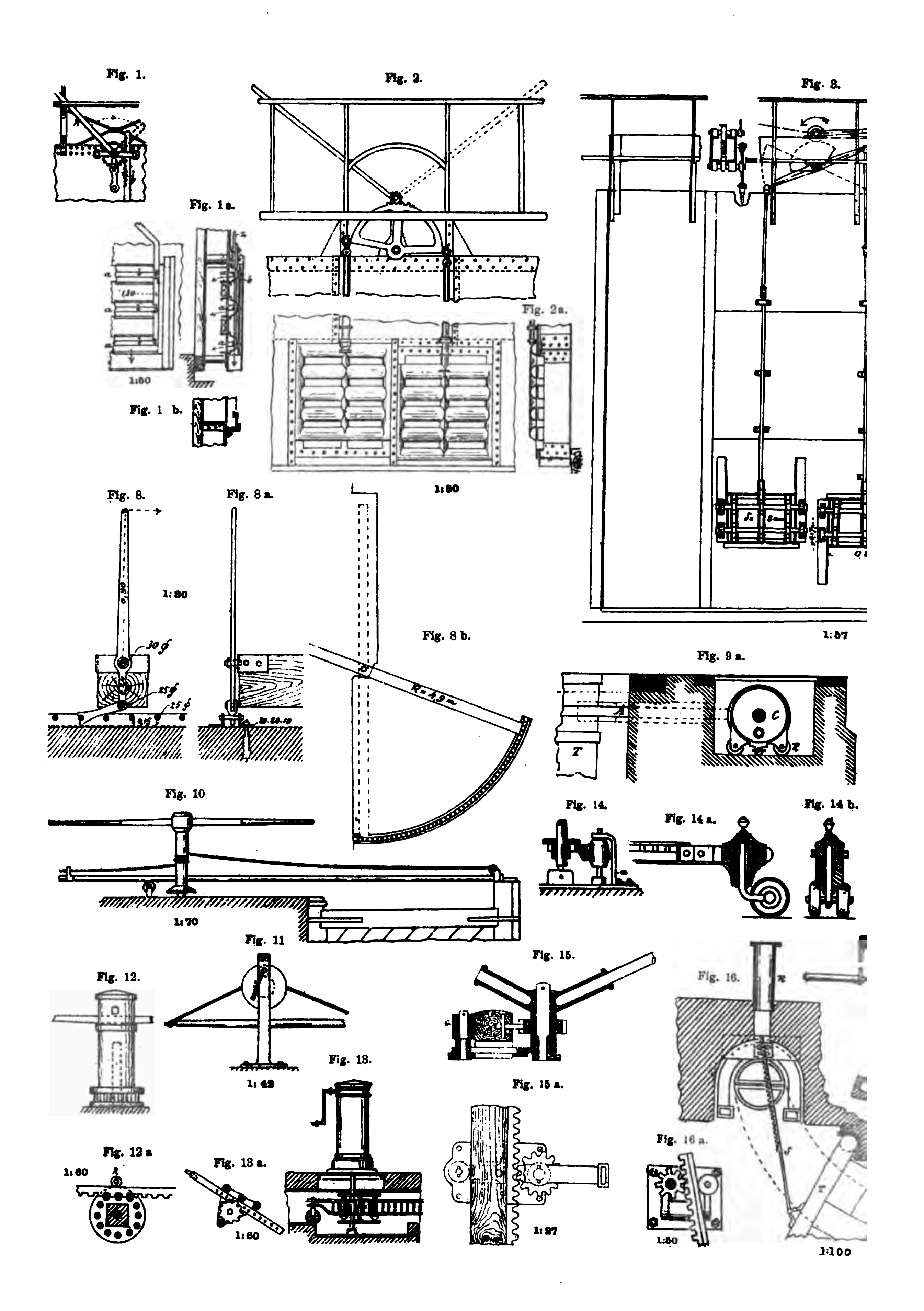


Fig. 1.
Fig. 1 a.
1:50
Fig. 1 b.
Fig. 2.
Fig. 2 a.
1:50
Fig. 3.
1:57
Fig. 8.
1:20
Fig. 8 a.
Fig. 8 b.
R = 4,9 m
Fig. 9 a.
Fig. 10
1:70
Fig. 11
1:42
Fig. 12.
Fig. 12 a
1:60
Fig. 13.
Fig. 13 a.
1:60
Fig. 14.
Fig. 14 a.
Fig. 14 b.
Fig. 15.
Fig. 15 a.
1:27
Fig. 16.
Fig. 16 a.
1:50
1:100

Taf. 9.

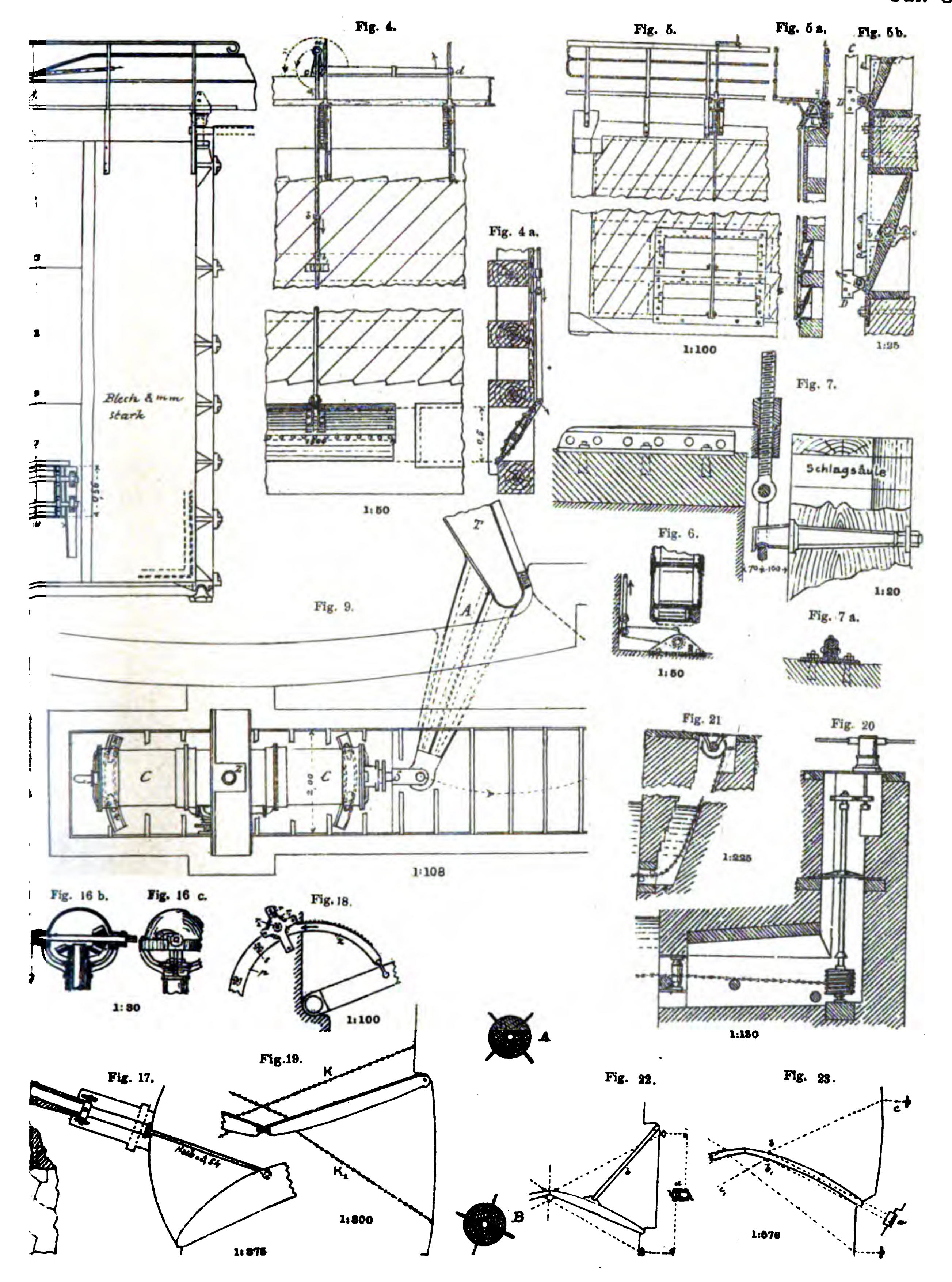


Fig. 4.
Fig. 4 a.
Fig. 5.
Fig. 5 a.
Fig. 5 b.
Blech 8 mm stark
1:50
1:100
1:25
Fig. 7.
Schlagsäule
1:20
Fig. 6.
1:50
Fig. 7 a.
Fig. 9.
1:108
Fig. 21
Fig. 20
1:225
1:150
Fig. 16 b.
Fig. 16 c.
1:30
Fig. 18.
1:100
Fig. 17.
1:375
Fig. 19.
1:300
Fig. 22.
Fig. 23.
1:576

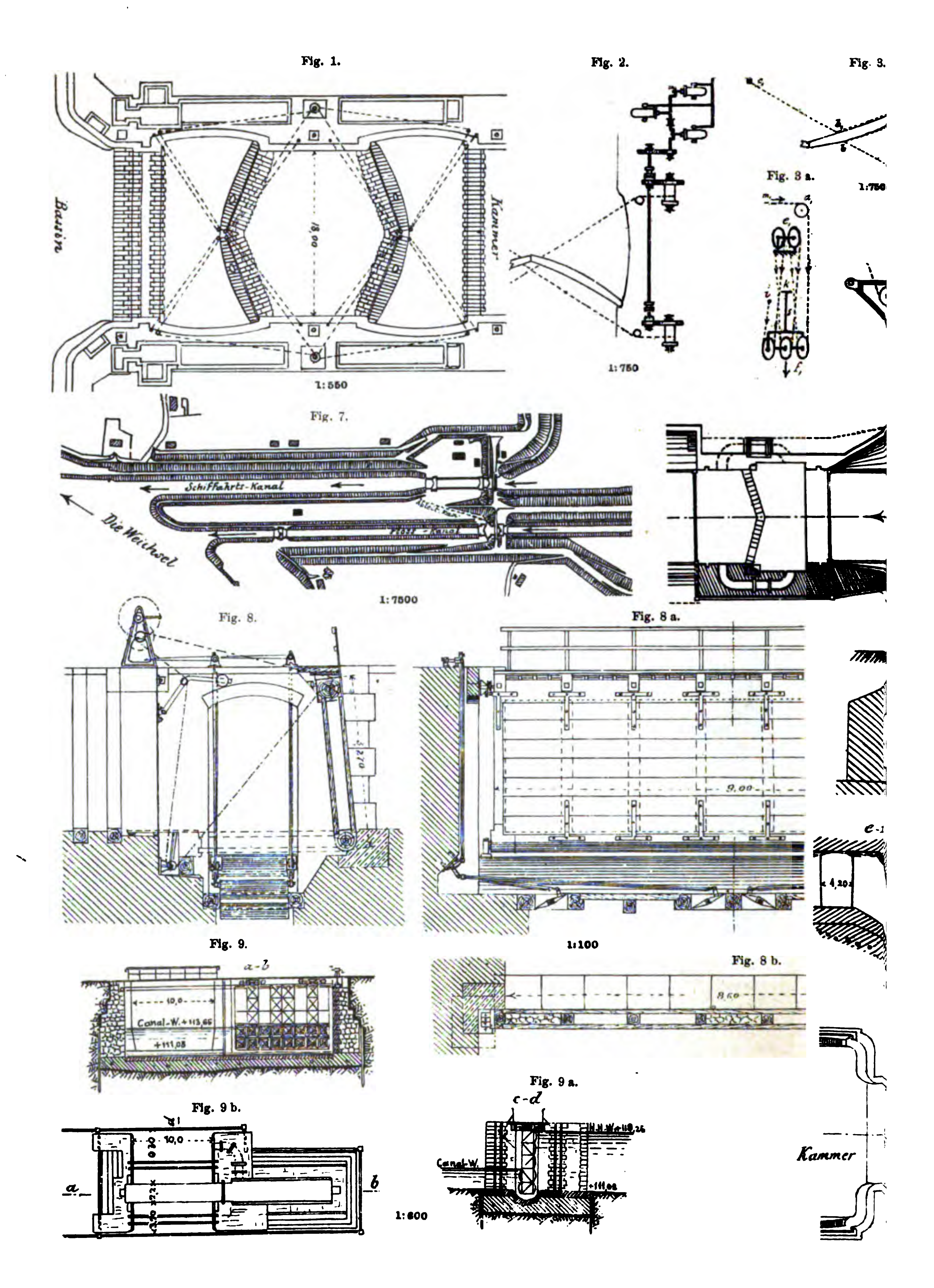
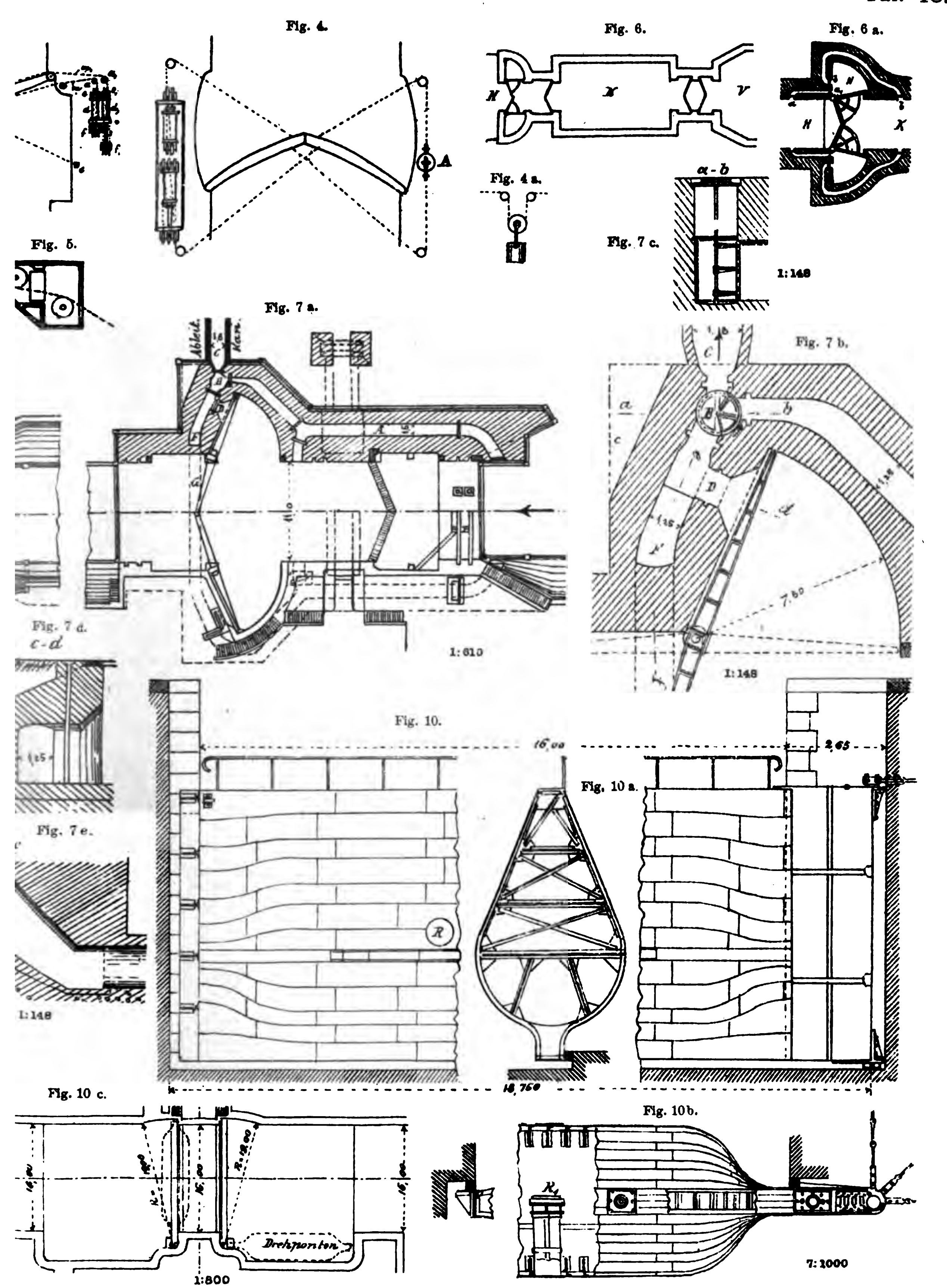


Fig. 1.
Fig. 2.
Fig. 3.
Fig. 3 a.
Bassin
Kammer
18,00
1:550
1:750
Fig. 7.
Schiffahrts-Kanal
Die Weichsel
1:7500
Fig. 8.
Fig. 8 a.
9,00
1:100
Fig. 8 b.
Fig. 9.
a-b
10,0
Canal-W. + 113,65
+ 111,05
Fig. 9 b.
a
b
1:600
Fig. 9 a.
c-d
Canal-W.
Kammer


Fig. 4.
Fig. 6.
Fig. 6 a.
Fig. 4 a.
Fig. 5.
Fig. 7 c.
a - b
1:148
Fig. 7 a.
Ableit.
Kan.
1:610
Fig. 7 b.
1:148
Fig. 7 d.
c-d
Fig. 7 e.
1:148
Fig. 10.
16,00
2,65
Fig. 10 a.
16,750
Fig. 10 c.
Drehponton
1:800
Fig. 10 b.
7:1000

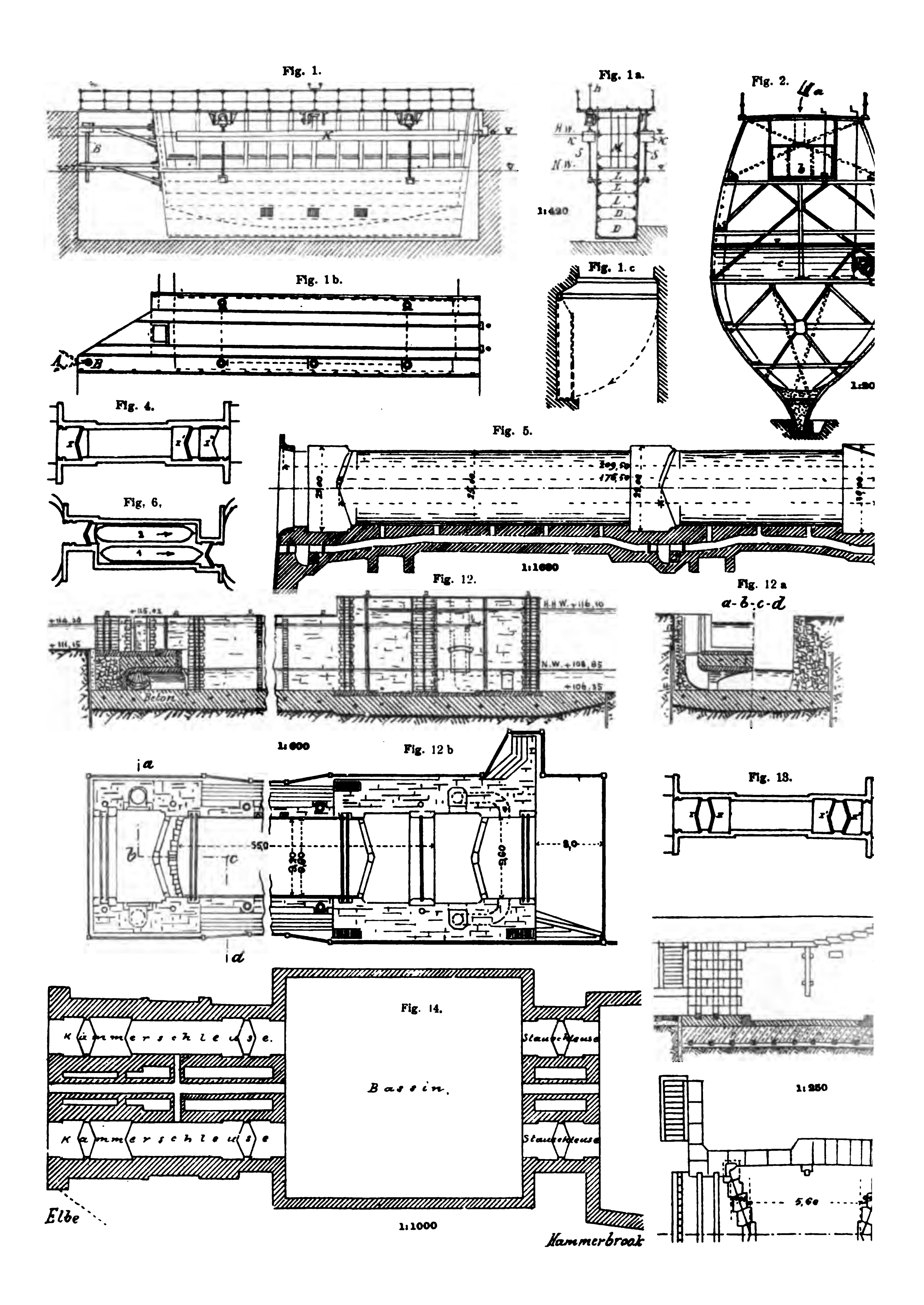
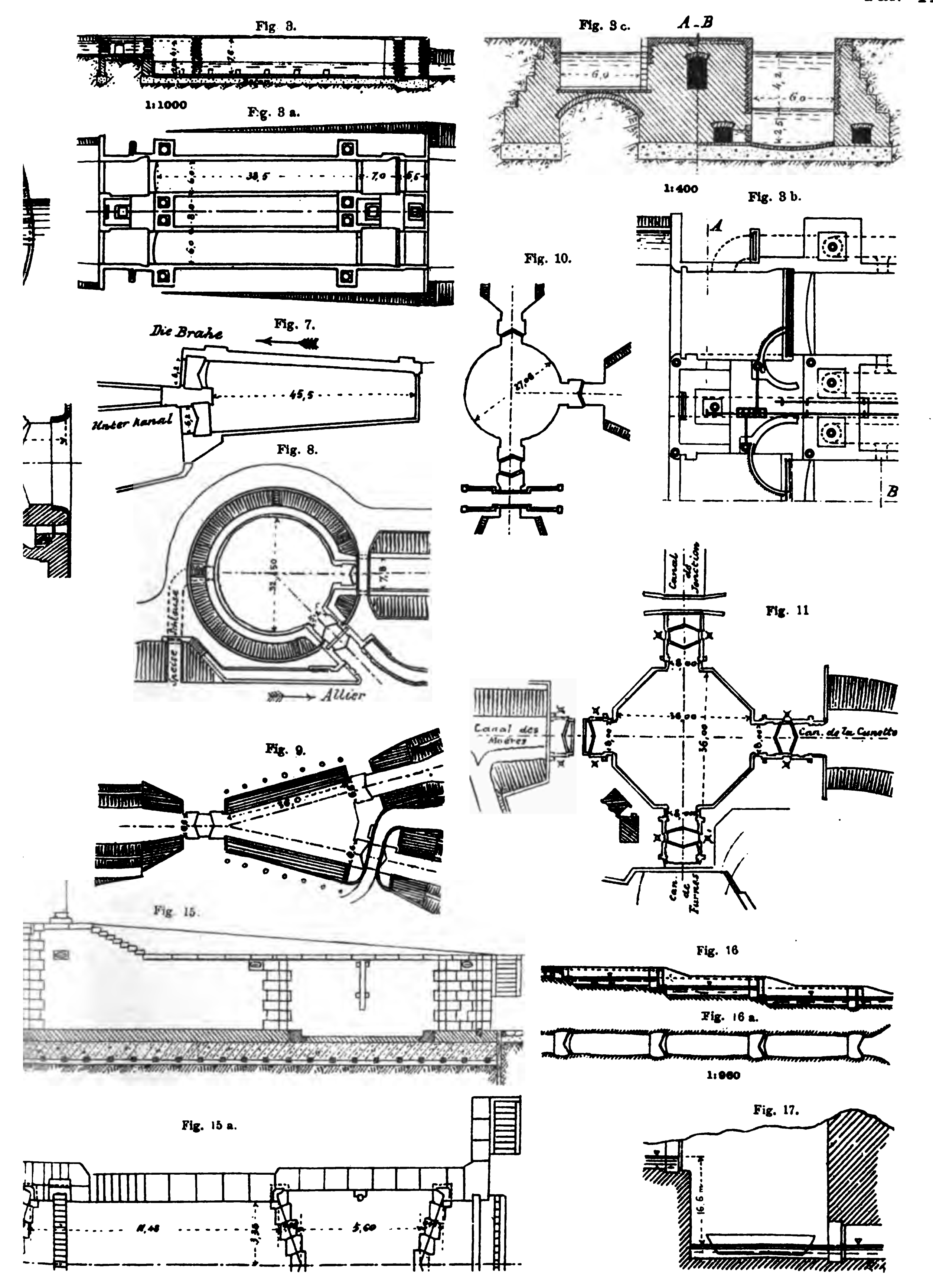
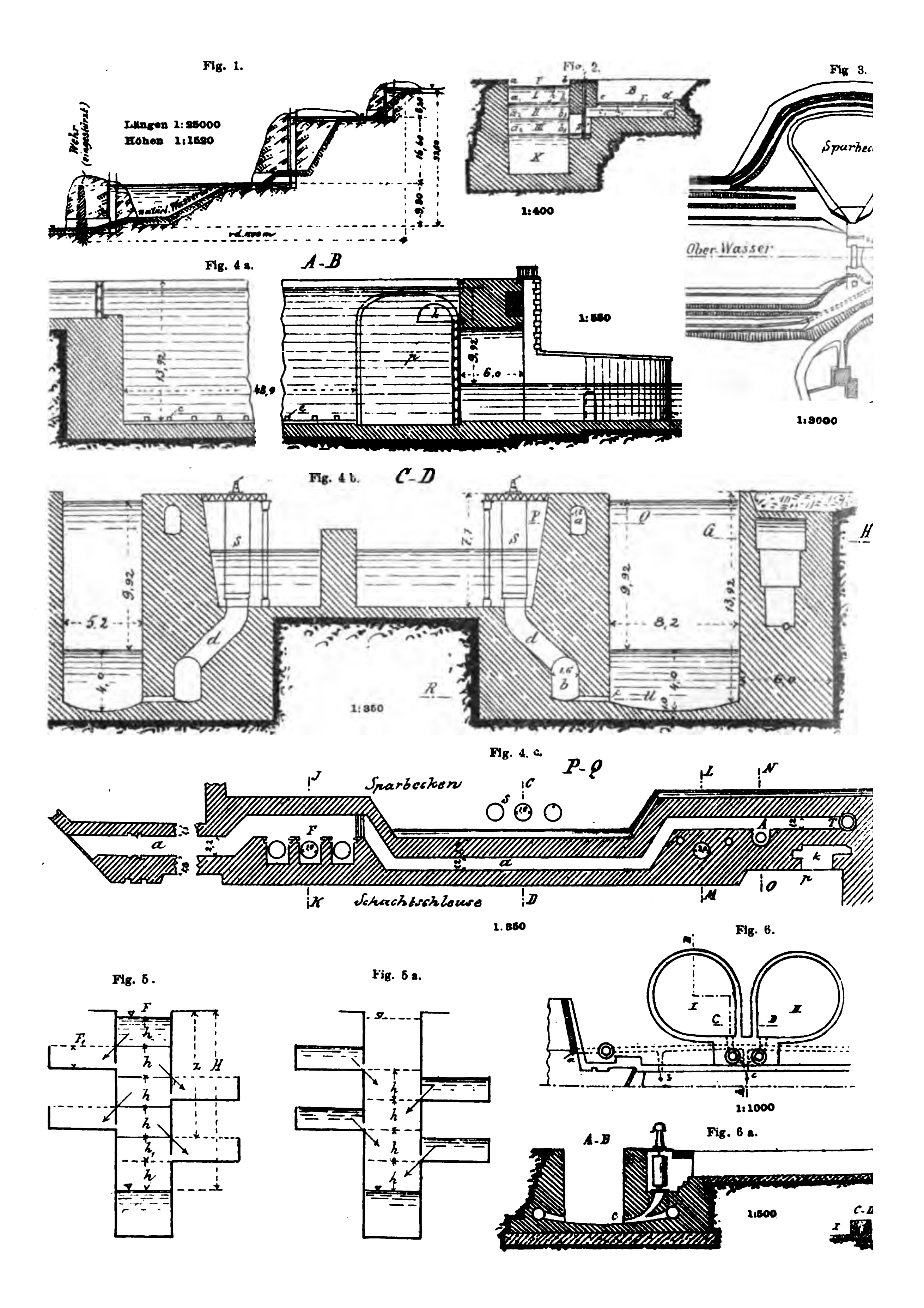
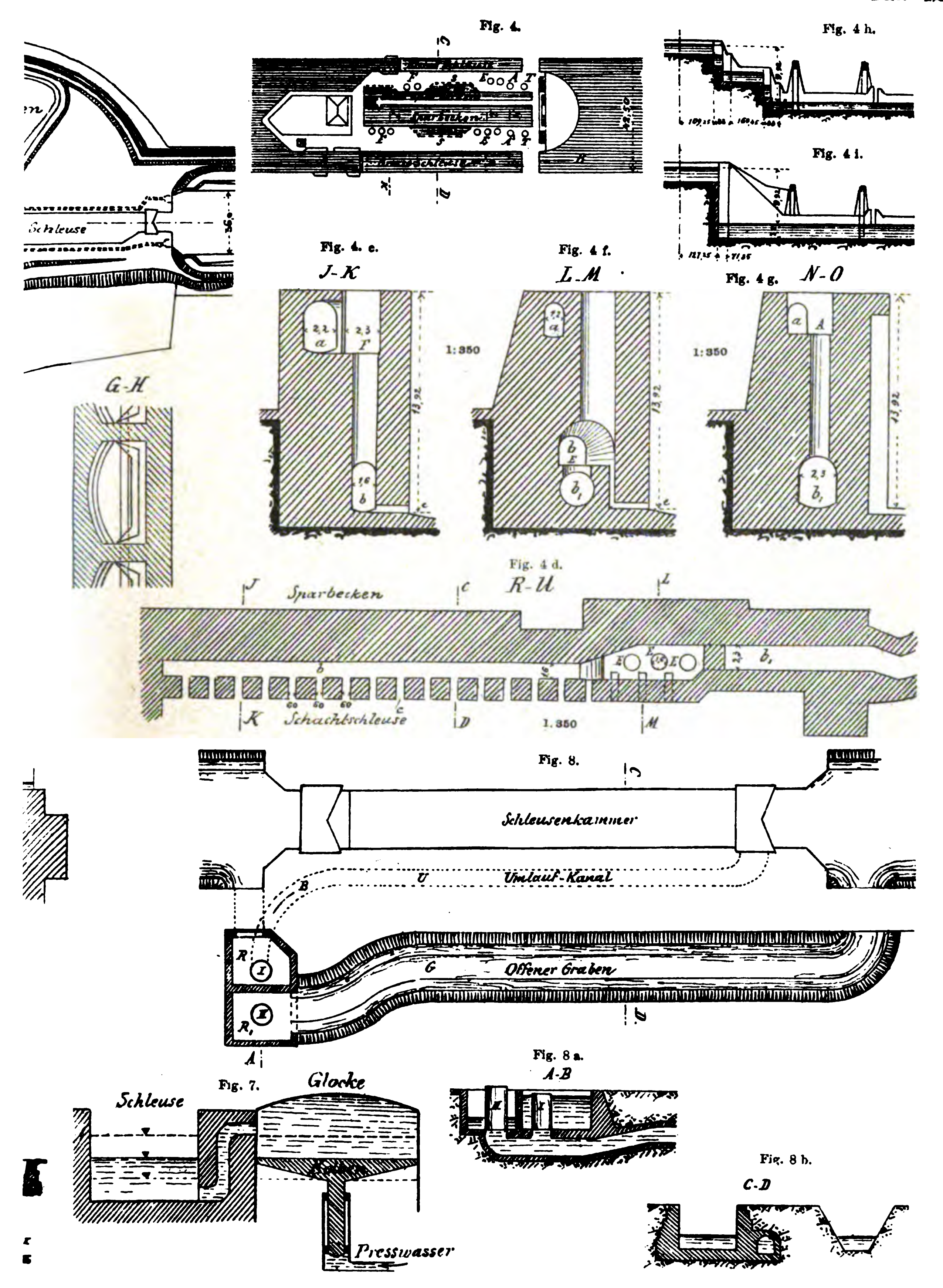


Fig. 1.
Fig. 1a.
Fig. 2.
1:420
Fig. 1b.
Fig. 1.c
Fig. 4.
Fig. 5.
Fig. 6.
1:1600
Fig. 12.
Fig. 12 a
a-b-c-d
Beton
1:600
Fig. 12 b
Fig. 13.
Fig. 14.
Kammerschleuse.
Stauschleuse
Bassin.
Kammerschleuse
Stauschleuse
1:250
Elbe
1:1000
Hammerbrook


Fig. 3.
1:1000
Fig. 3 a.
Fig. 3 c.
A-B
1:400
Fig. 3 b.
Fig. 7.
Die Brahe
Unter kanal
45,5
Fig. 8.
Allier
Fig. 10.
Fig. 9.
Fig. 11
Canal de Jonction
Canal des Moëres
Can. de la Cunette
Can. de Furnes
Fig. 15.
Fig. 15 a.
Fig. 16
Fig. 16 a.
1:960
Fig. 17.


Fig. 1.
Längen 1:25000
Höhen 1:1520
Fig. 2.
1:400
Fig 3.
Ober-Wasser
1:3000
Fig. 4 a.
A-B
1:550
Fig. 4 b.
C-D
1:350
Fig. 4. c.
P-Q
Sparbecken
Schachtschleuse
1. 350
Fig. 5.
Fig. 5 a.
Fig. 6.
1:1000
Fig. 6 a.
A-B
1:500


Fig. 4.
Sparbecken
Schachtschleuse
Schleuse
G-H
Fig. 4 h.
Fig. 4 i.
Fig. 4. e.
J-K
Fig. 4 f.
L-M
Fig. 4 g.
N-O
1:350
13,92
Fig. 4 d.
R-U
Sparbecken
Schachtschleuse
1:350
Fig. 8.
Schleusenkammer
Umlauf-Kanal
Offener Graben
Fig. 7.
Schleuse
Glocke
Presswasser
Fig. 8 a.
A-B
Fig. 8 b.
C-D

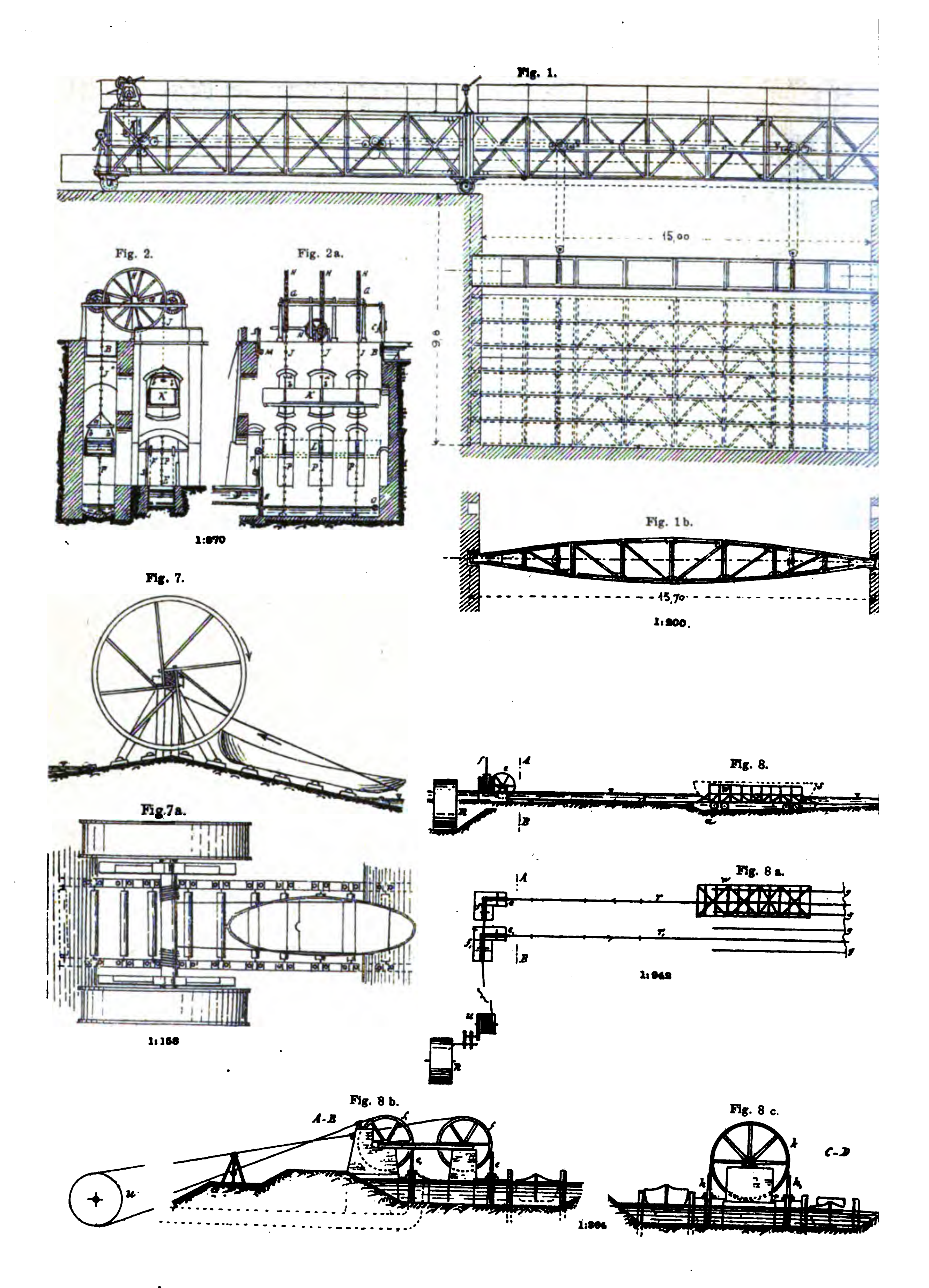
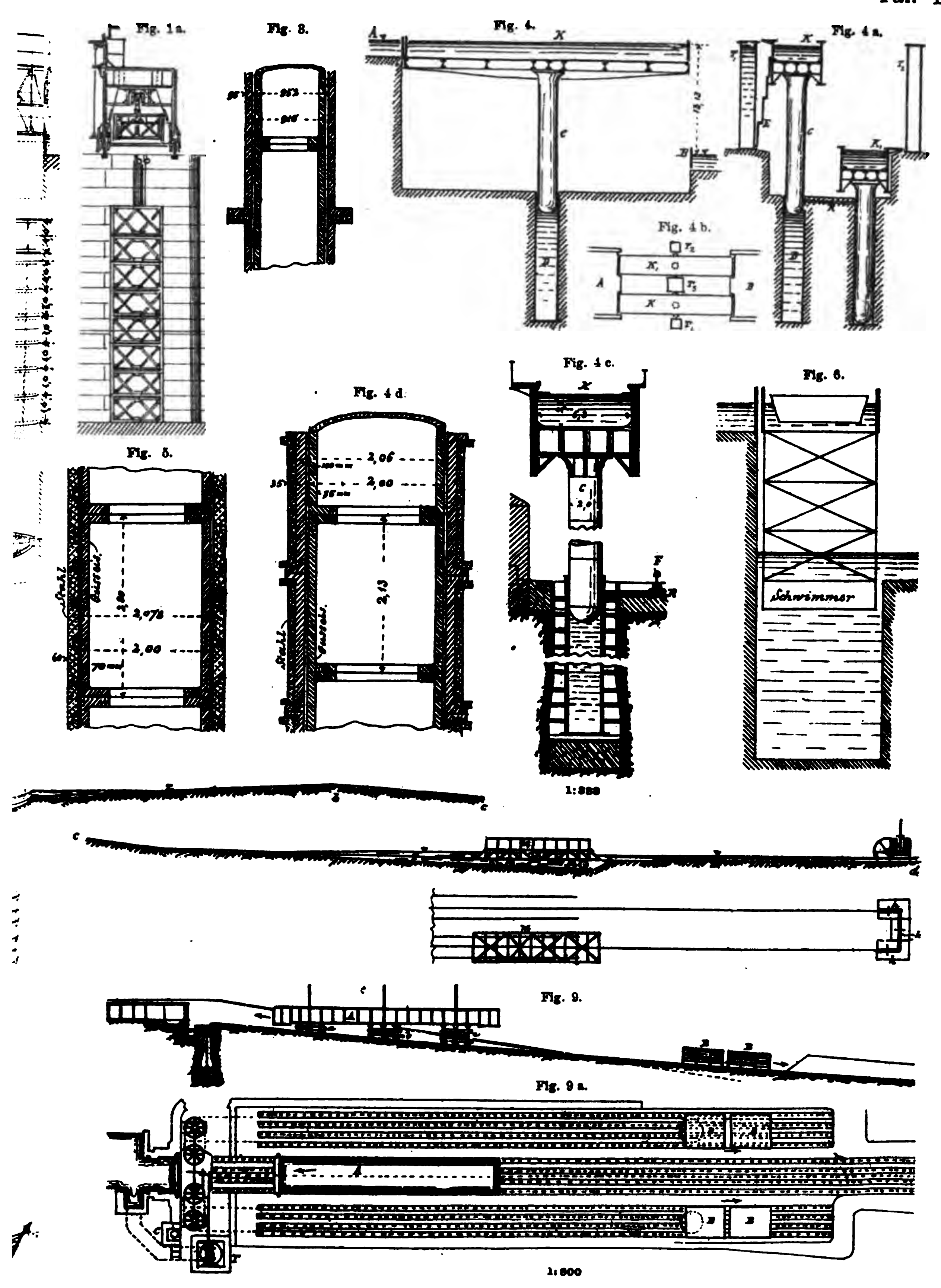


Fig. 1.
15,00
9,6
Fig. 2.
Fig. 2a.
1:370
Fig. 1b.
15,70
1:200.
Fig. 7.
Fig.7a.
1:156
Fig. 8.
Fig. 8a.
1:942
Fig. 8b.
A-B
Fig. 8c.
C-D
1:304


Fig. 1a.
Fig. 3.
Fig. 4.
Fig. 4a.
Fig. 4b.
Fig. 4c.
Fig. 4d.
Fig. 5.
Fig. 6.
Schwimmer
Stahl
Gusseis.
2,06
2,00
2,13
2,078
1:333
Fig. 9.
Fig. 9a.
1:800

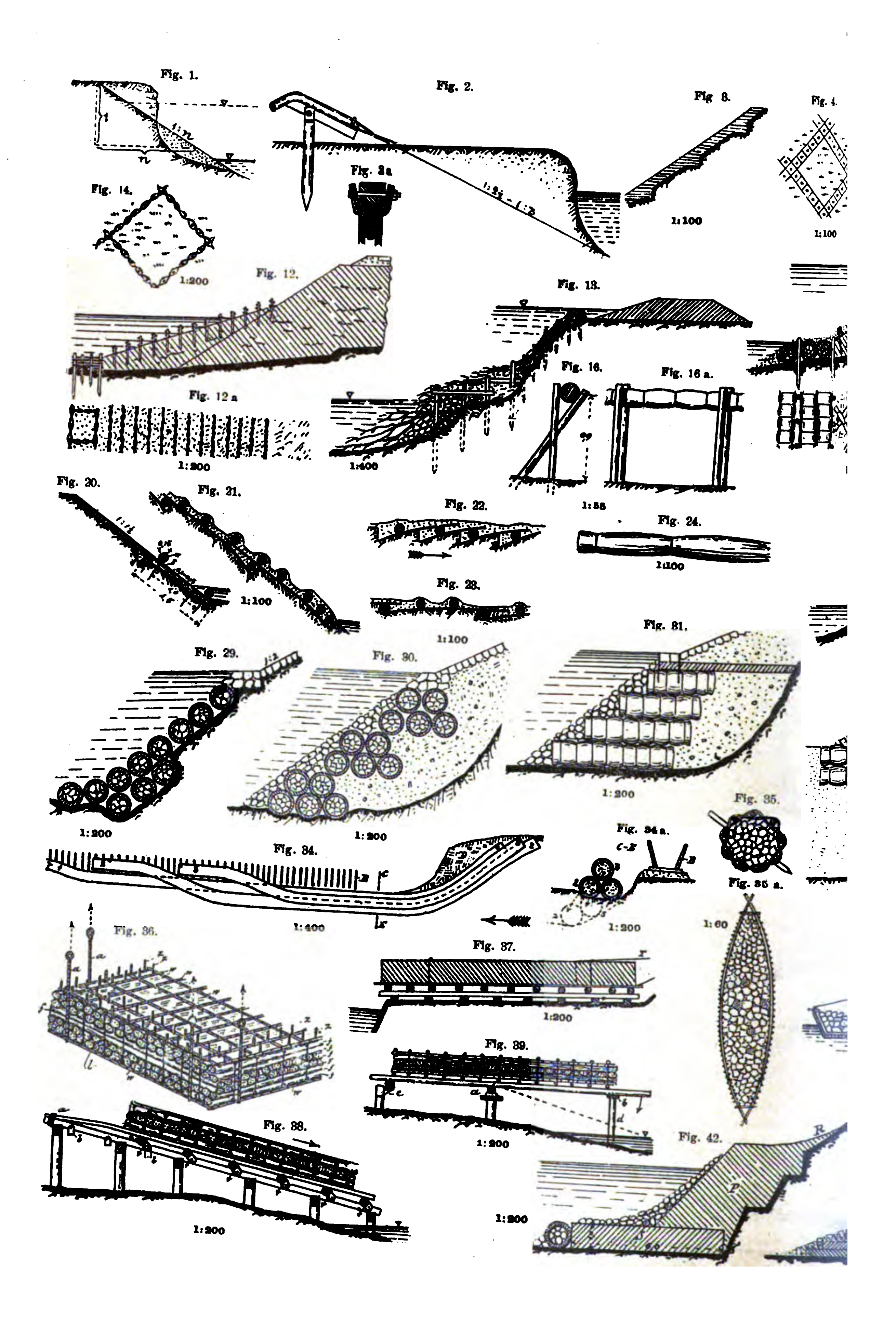
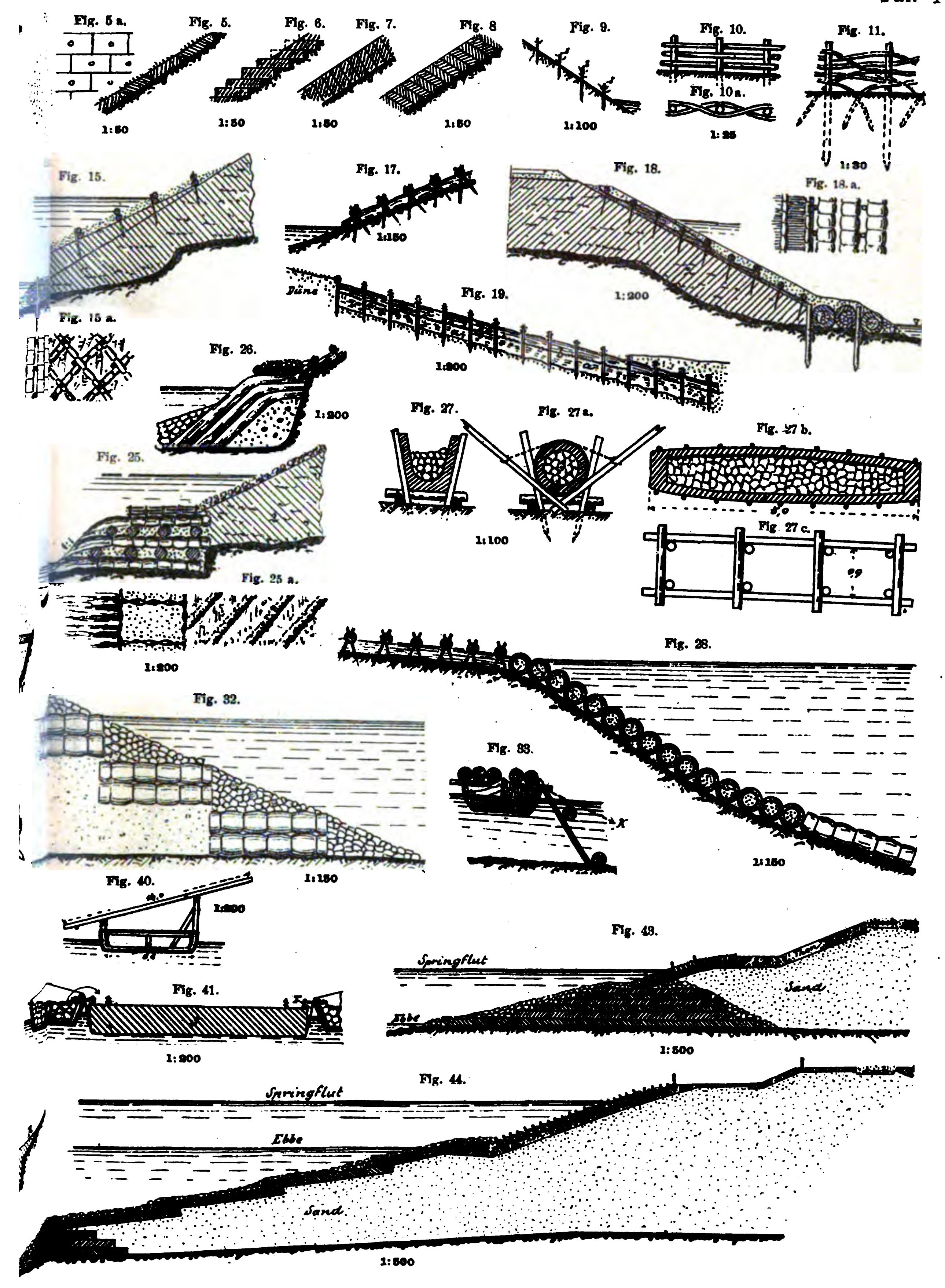


Fig. 1.
Fig. 2.
Fig. 2a
Fig. 3.
Fig. 4.
1:100
1:100
Fig. 14.
1:200
Fig. 12.
Fig. 13.
Fig. 12a
1:200
1:400
Fig. 16.
Fig. 16a.
1:58
Fig. 20.
Fig. 21.
1:100
Fig. 22.
Fig. 24.
1:100
Fig. 23.
1:100
Fig. 29.
Fig. 30.
Fig. 31.
1:200
1:200
1:200
Fig. 34.
1:400
Fig. 34a.
1:200
Fig. 35.
Fig. 35a.
1:60
Fig. 36.
Fig. 37.
1:200
Fig. 39.
1:200
Fig. 38.
1:200
Fig. 42.
1:200


Fig. 5 a.
Fig. 5.
Fig. 6.
Fig. 7.
Fig. 8
Fig. 9.
Fig. 10.
Fig. 10 a.
Fig. 11.
1:50
1:50
1:50
1:50
1:100
1:25
1:30
Fig. 15.
Fig. 17.
1:150
Fig. 18.
Fig. 18. a.
Düne
Fig. 19.
1:200
1:200
Fig. 15 a.
Fig. 26.
1:200
Fig. 27.
Fig. 27 a.
Fig. 27 b.
Fig. 25.
Fig. 27 c.
1:100
Fig. 25 a.
1:200
Fig. 28.
Fig. 32.
Fig. 33.
1:150
1:150
Fig. 40.
1:200
Fig. 43.
Springflut
Sand
Ebbe
Fig. 41.
1:200
1:500
Fig. 44.
Springflut
Ebbe
Sand
1:500

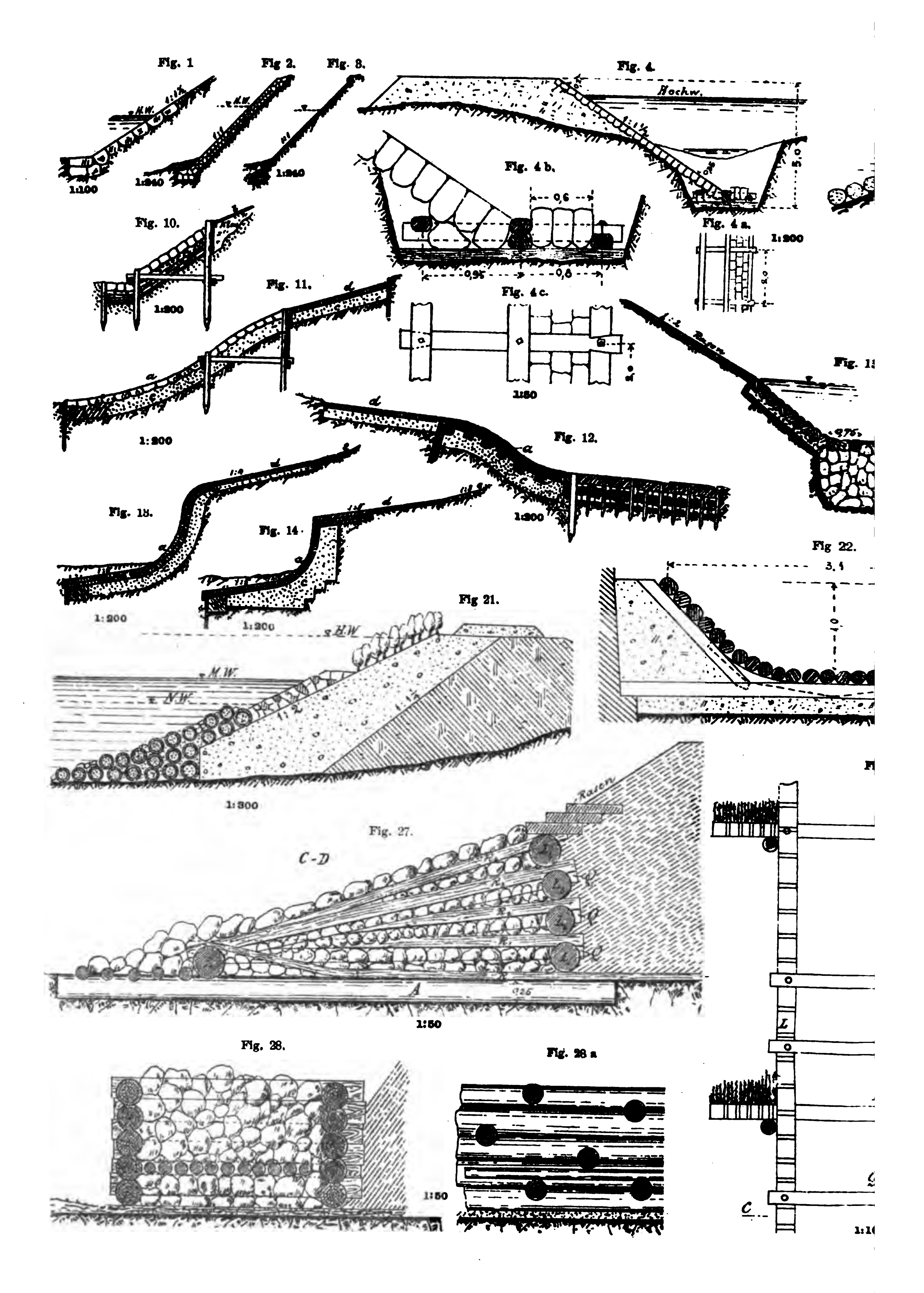
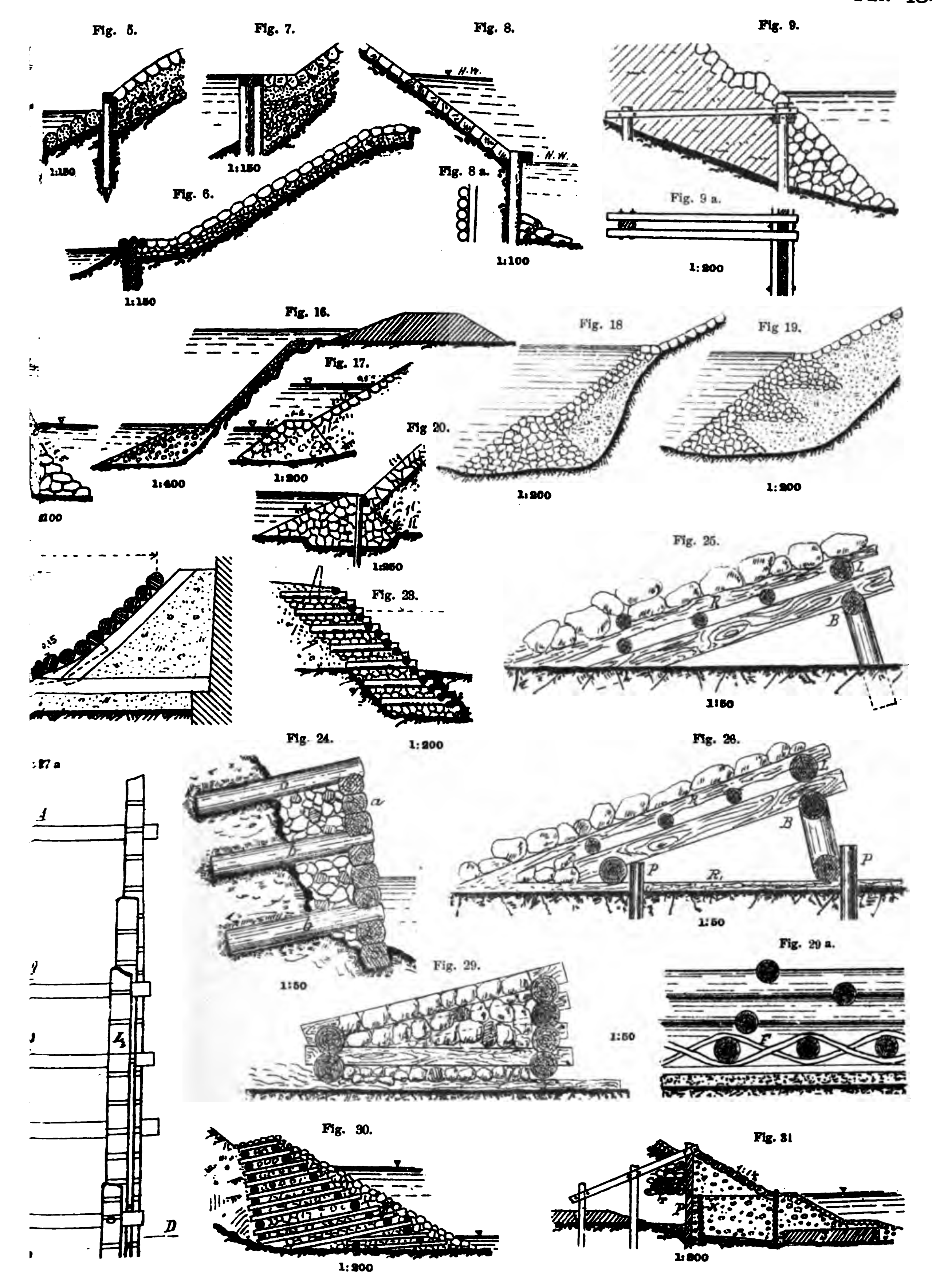


Fig. 1
Fig 2.
Fig. 8.
Fig. 4.
Hochw.
1:100
1:240
1:240
Fig. 4 b.
0,6
0,95
0,6
5,0
Fig. 4 a.
1:200
Fig. 10.
1:200
Fig. 11.
Fig. 4 c.
1:50
1:200
Fig. 12.
1:200
Fig. 13.
Fig. 14.
1:200
1:200
Fig 21.
H.W.
M.W.
N.W.
1:300
Fig 22.
3,4
1,0
Rasen
Fig. 27.
C-D
A
1:50
Fig. 28.
1:50
Fig. 28 a
L
C


Fig. 5.
Fig. 7.
Fig. 8.
Fig. 9.
H.W.
N.W.
1:150
1:150
Fig. 6.
Fig. 8 a.
Fig. 9 a.
1:100
1:200
1:150
Fig. 16.
Fig. 17.
Fig. 18
Fig 19.
Fig 20.
1:400
1:200
1:200
1:200
1:250
Fig. 25.
Fig. 23.
1:50
Fig. 24.
1:200
Fig. 26.
1:50
Fig. 29 a.
Fig. 29.
1:50
1:50
Fig. 30.
Fig. 31
1:200
1:200

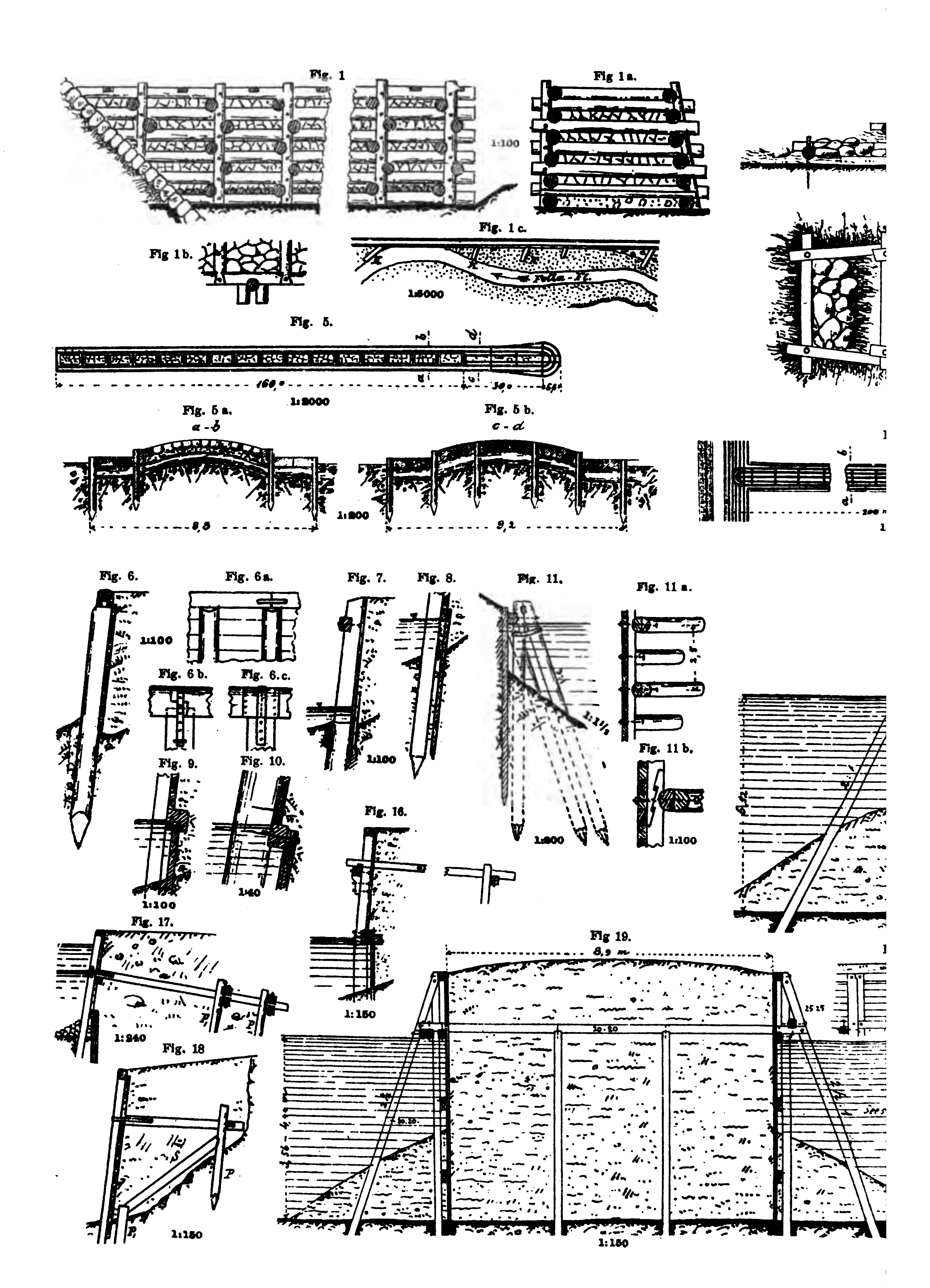
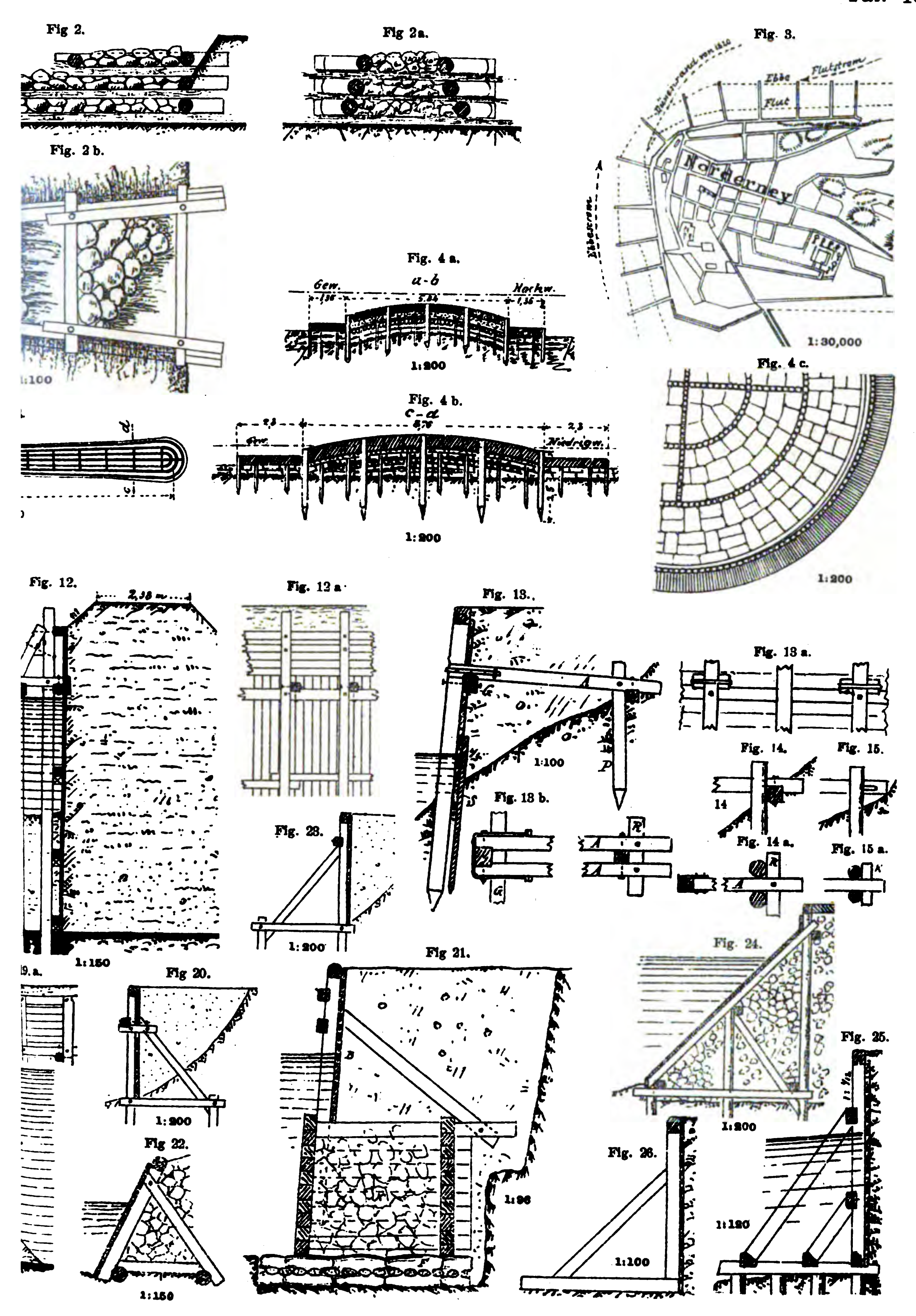


Fig. 1
1:100
Fig 1a.
Fig 1b.
Fig. 1c.
1:5000
Fig. 5.
160
1:2000
Fig. 5a.
a - b
Fig. 5b.
c - d
1:200
Fig. 6.
1:100
Fig. 6a.
Fig. 6b.
Fig. 6.c.
Fig. 7.
1:100
Fig. 8.
Fig. 11.
1:200
Fig. 11a.
Fig. 11b.
1:100
Fig. 9.
1:100
Fig. 10.
1:40
Fig. 16.
1:150
Fig. 17.
1:240
Fig. 18
1:150
Fig 19.
1:150


Fig 2.
Fig 2a.
Fig. 3.
Ebbe
Flutstrom
Flut
Norderney
1:30,000
Fig. 2 b.
1:100
Fig. 4 a.
a-b
1:200
Fig. 4 b.
c-d
Niedrigw.
1:200
Fig. 4 c.
1:200
Fig. 12.
1:150
Fig. 12 a
Fig. 13.
1:100
Fig. 13 a.
Fig. 13 b.
Fig. 14.
Fig. 15.
Fig. 14 a.
Fig. 15 a.
Fig. 23.
1:200
Fig 20.
1:200
Fig 21.
1:96
Fig. 24.
1:200
Fig. 25.
1:120
Fig. 26.
1:100
Fig 22.
1:150

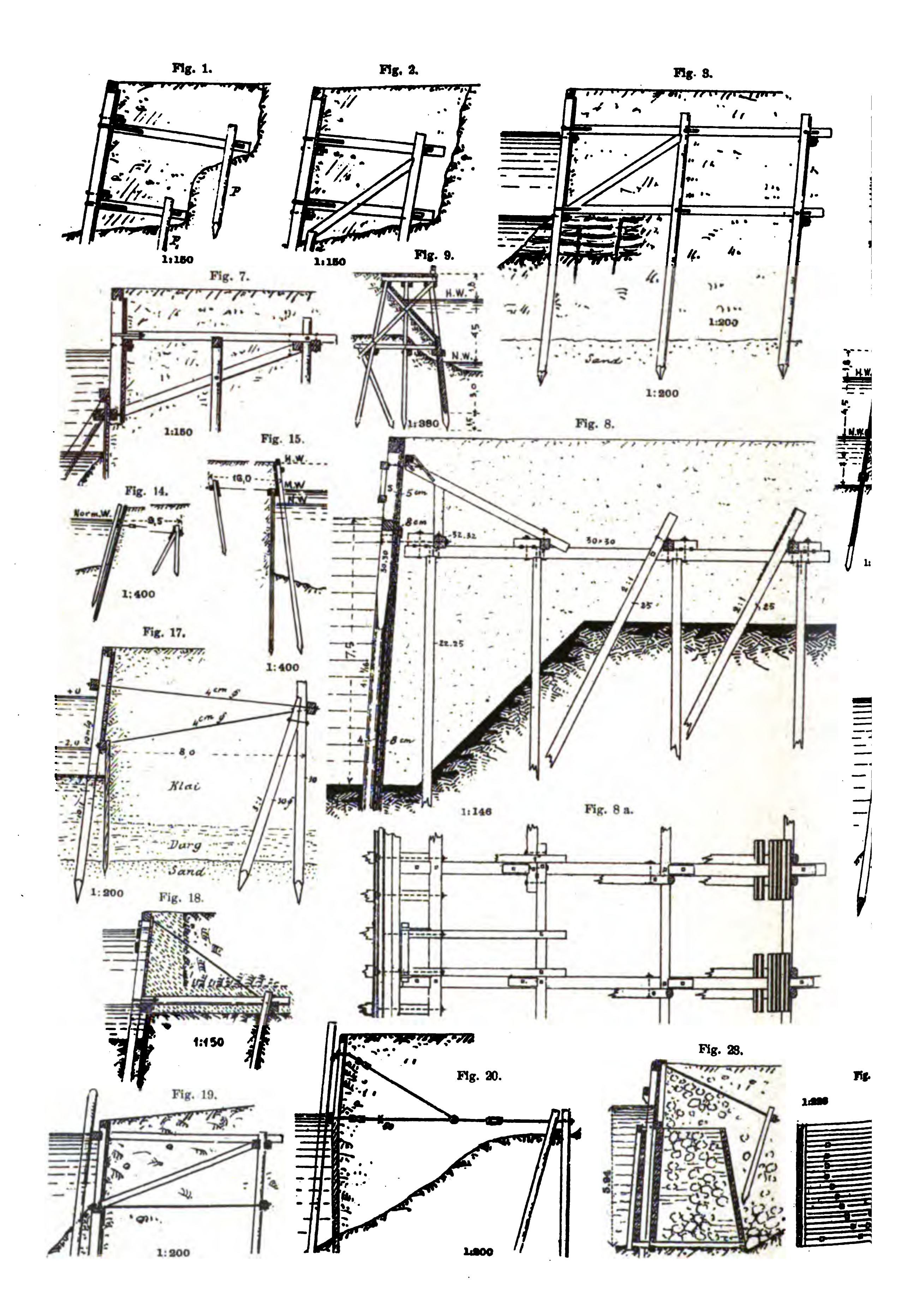
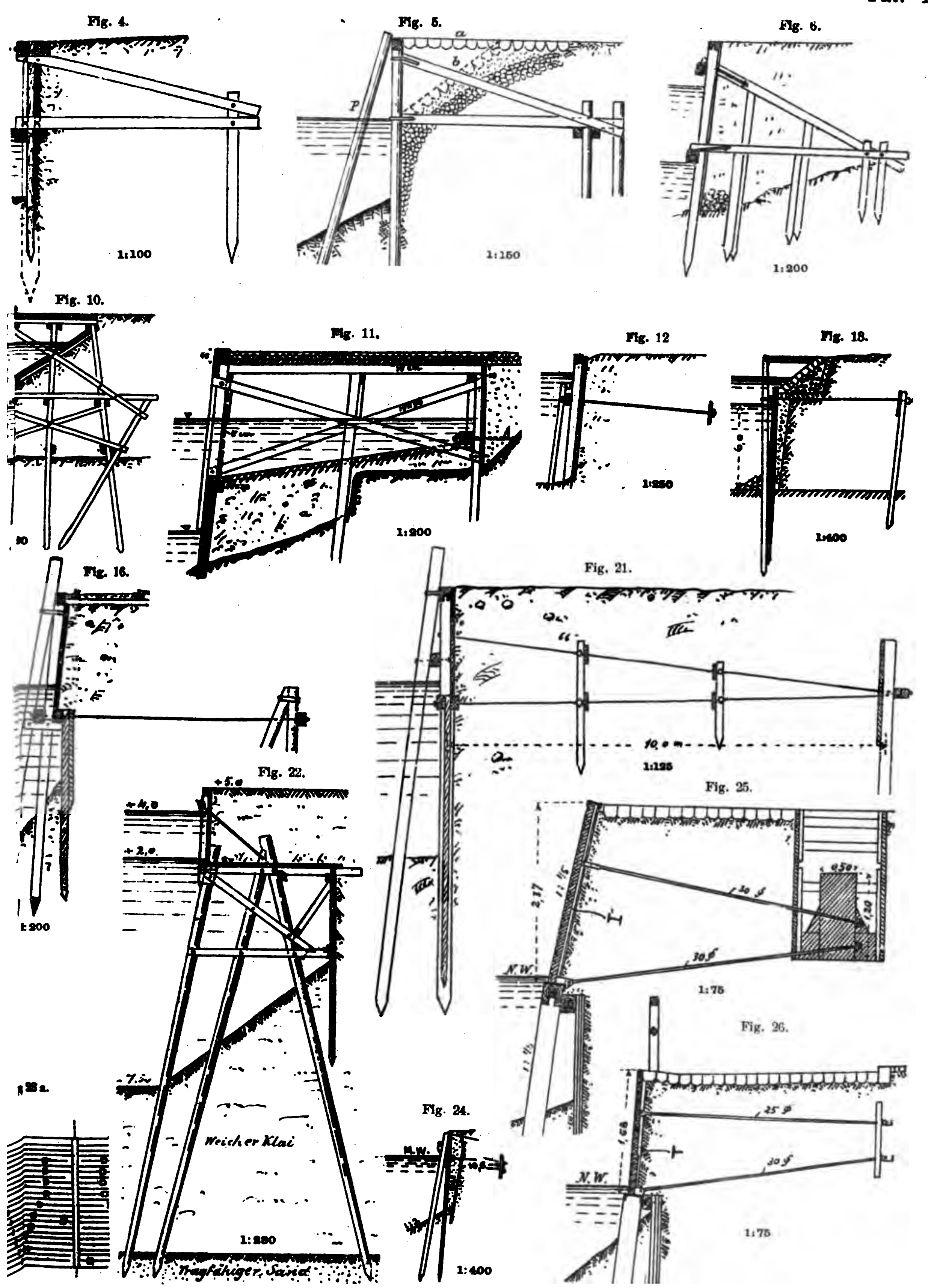
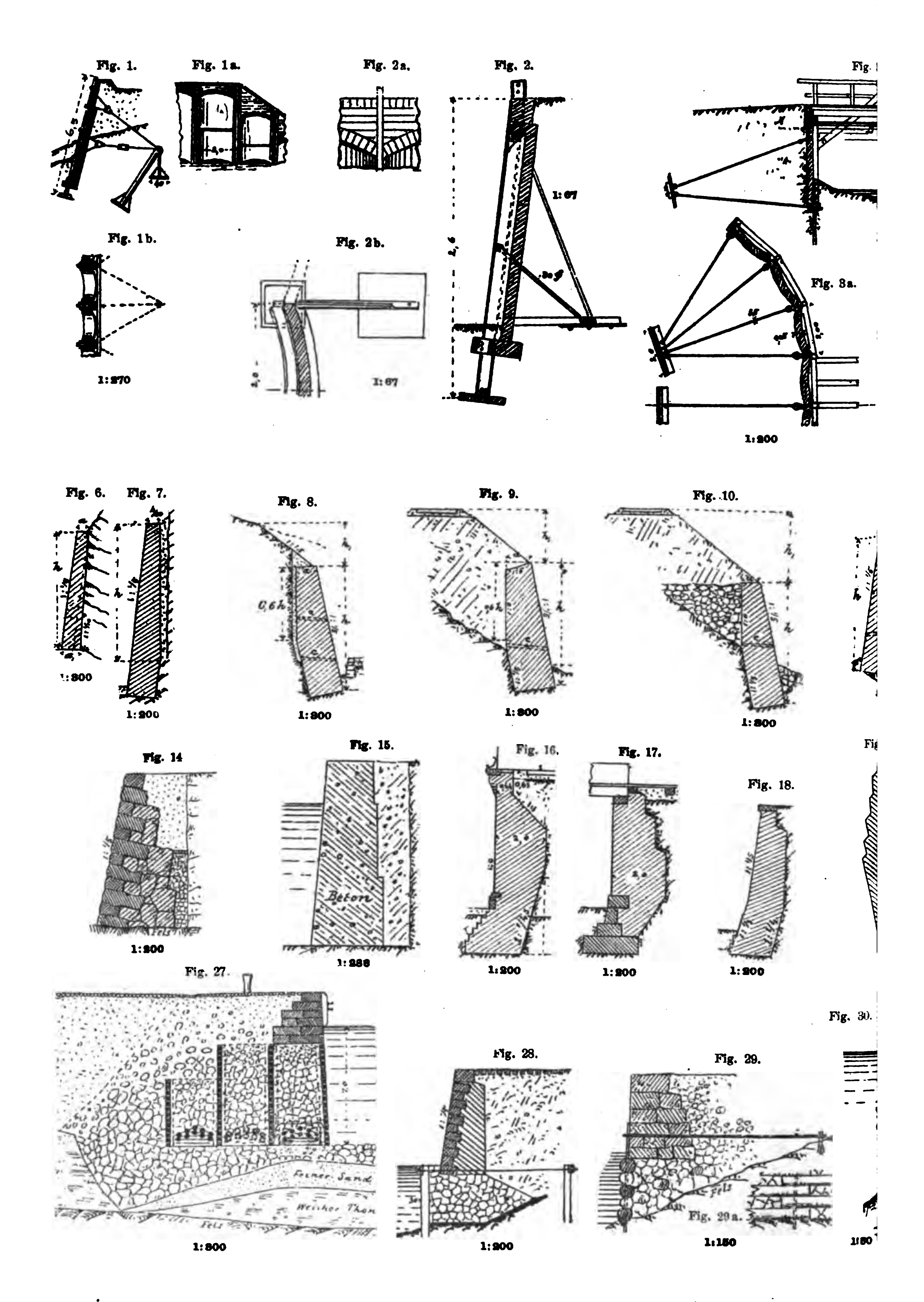
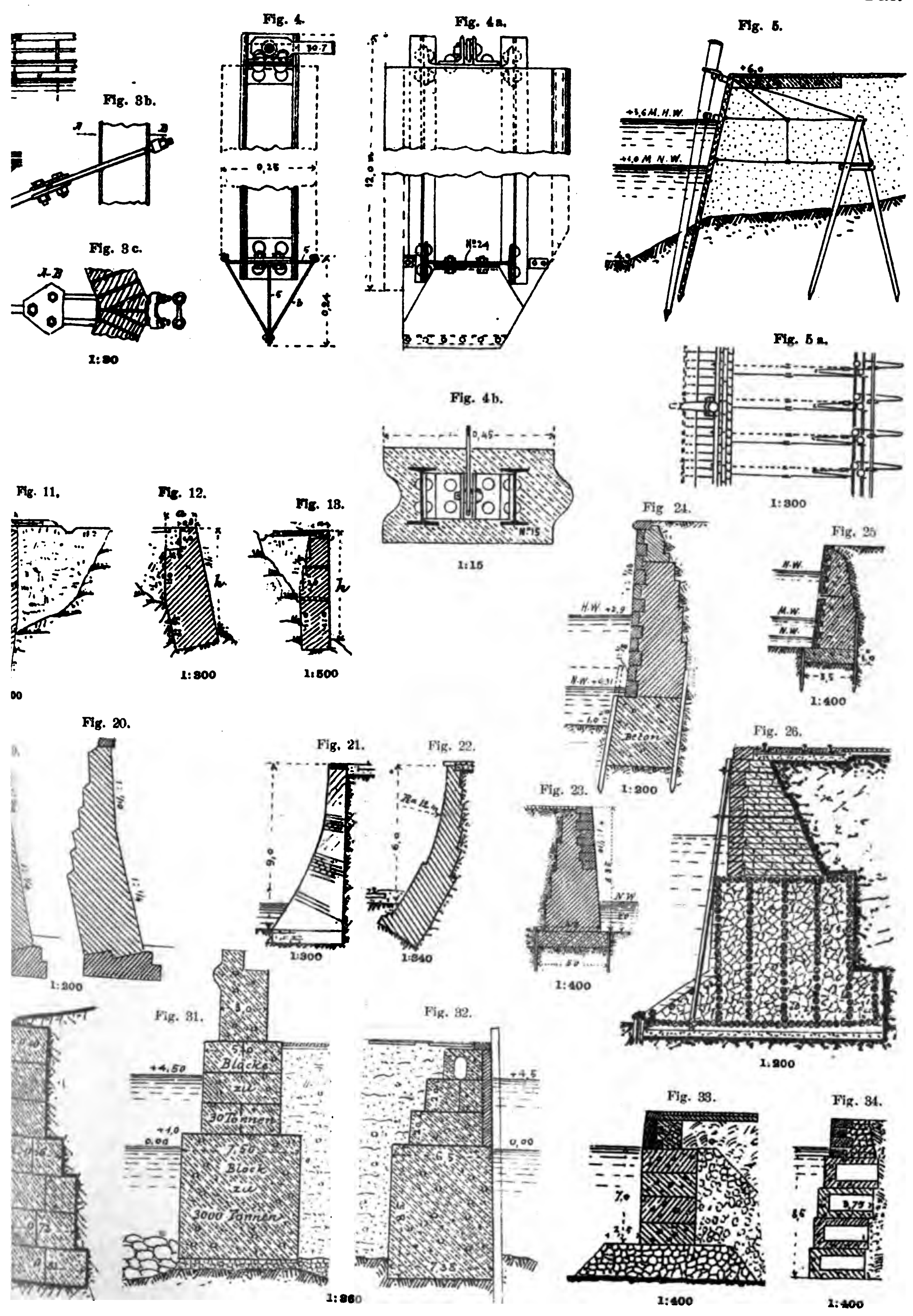
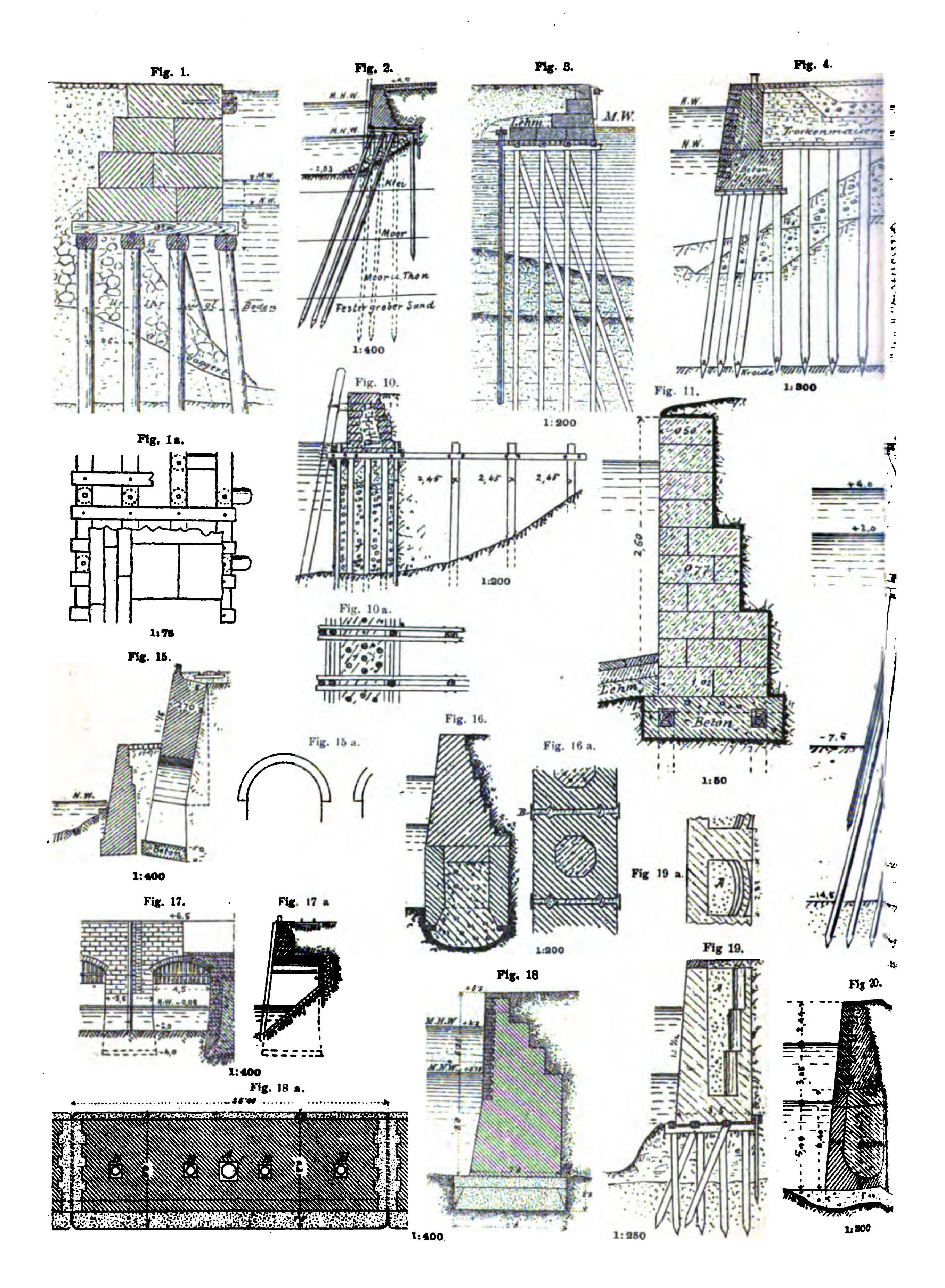


Fig. 1.
1:150
Fig. 2.
1:150
Fig. 3.
1:200
Sand
1:200
Fig. 7.
1:150
Fig. 9.
H.W.
N.W.
1:380
Fig. 8.
1:146
Fig. 14.
Norm.W.
1:400
Fig. 15.
H.W.
M.W.
N.W.
1:400
Fig. 17.
Klai
Darg
Sand
1:200
Fig. 8 a.
Fig. 18.
1:150
Fig. 19.
1:200
Fig. 20.
1:200
Fig. 23.


Fig. 4.
1:100
Fig. 5.
a
b
P
1:150
Fig. 6.
1:200
Fig. 10.
Fig. 11.
1:200
Fig. 12
1:250
Fig. 13.
1:400
Fig. 16.
1:200
Fig. 21.
10,0 m
1:125
Fig. 22.
+5,0
+4,0
+2,0
-7,5
Weicher Klai
1:250
Tragfähiger Sand
Fig. 25.
0,50
1,20
2,17
30 φ
N.W.
1:75
Fig. 26.
1,68
25 φ
30 φ
N.W.
1:75
Fig. 24.
N.W.
1:400


Fig. 1.
Fig. 1a.
Fig. 2a.
Fig. 2.
Fig. 1b.
Fig. 2b.
1:67
Fig. 3a.
1:270
1:67
1:200
Fig. 6.
Fig. 7.
Fig. 8.
Fig. 9.
Fig. 10.
0,6h
1:200
1:200
1:200
1:200
1:200
Fig. 14
Fig. 15.
Fig. 16.
Fig. 17.
Fig. 18.
Beton
1:200
1:286
1:200
1:200
1:200
Fig. 27.
Feiner Sand
Weicher Thon
Fels
Fig. 28.
Fig. 29.
Fels
Fig. 29 a.
Fig. 30.
1:300
1:200
1:150


Fig. 3b.
Fig. 3c.
1:20
Fig. 4.
Fig. 4a.
Fig. 4b.
1:15
Fig. 5.
+6,0
Fig. 5a.
1:300
Fig. 11.
Fig. 12.
Fig. 13.
1:300
1:500
Fig. 20.
1:200
Fig. 21.
Fig. 22.
1:300
1:340
Fig. 23.
1:400
Fig. 24.
Beton
1:200
Fig. 25
1:400
Fig. 26.
1:200
Fig. 31.
+4,50
Blöcke
zu
30 Tonnen
+1,0
0,00
Block
zu
3000 Tonnen
1:360
Fig. 32.
+4,5
0,00
Fig. 33.
1:400
Fig. 34.
1:400


Fig. 1.
M.W.
N.W.
Boden
Fig. 1a.
1:75
Fig. 2.
M.H.W.
M.N.W.
Klei
Moor
Moor u. Thon
Fester grober Sand
1:400
Fig. 3.
Lehm
M.W.
1:200
Fig. 4.
N.W.
Trockenmauer
Kreide
1:300
Fig. 10.
2,45
2,45
2,45
1:200
Fig. 10a.
Fig. 11.
0,50
2,60
0,77
1,05
Lehm
Beton
1:50
+4,0
+2,0
-7,4
Fig. 15.
N.W.
Beton
1:400
Fig. 15 a.
Fig. 16.
Fig. 16 a.
Fig 19 a.
1:200
Fig. 17.
+6,5
Fig. 17 a
1:400
Fig. 18.
M.H.W.
M.N.W.
Fig 19.
Fig. 18 a.
1:400
1:250
Fig 20.
1:300

Taf. 19.

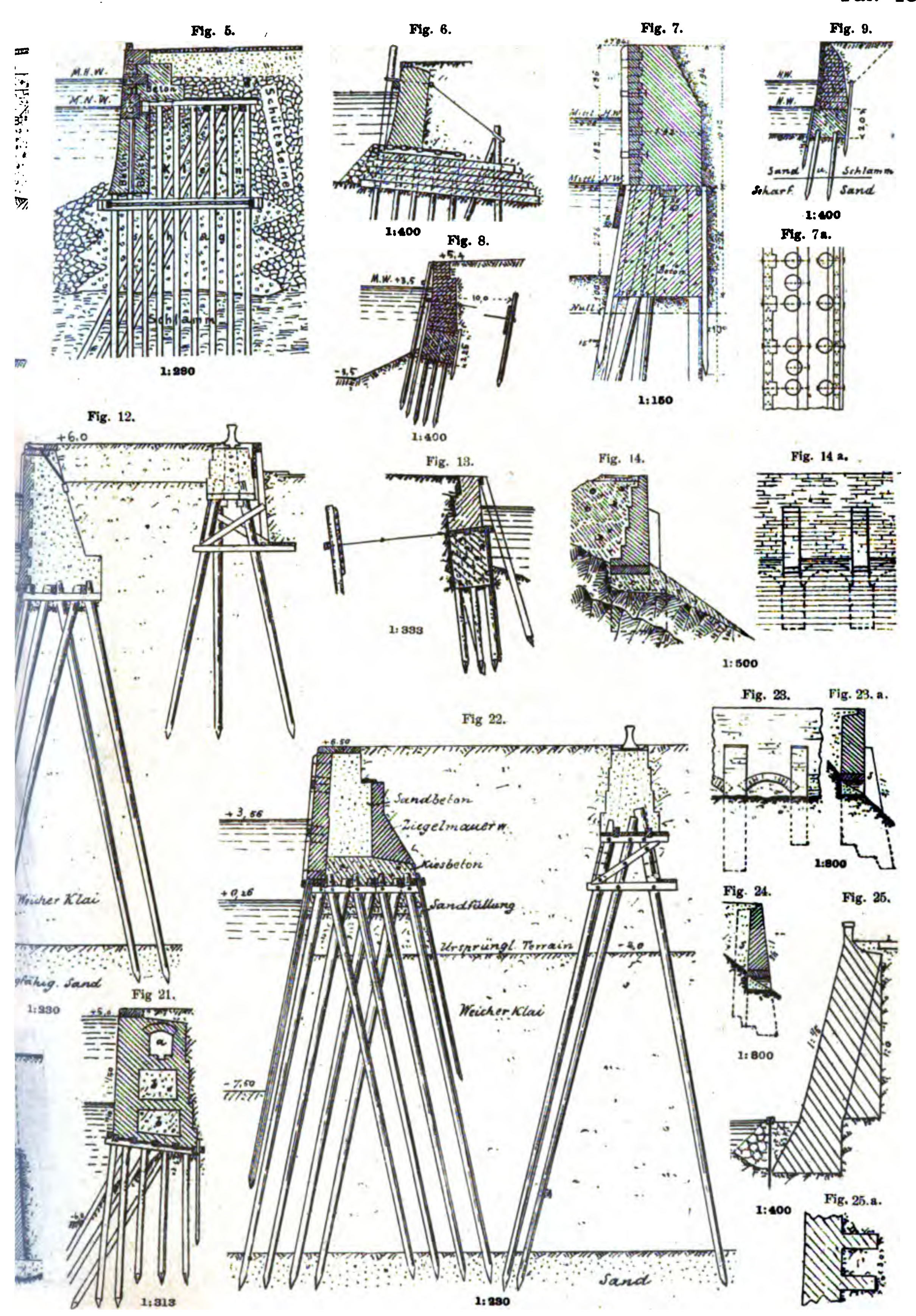
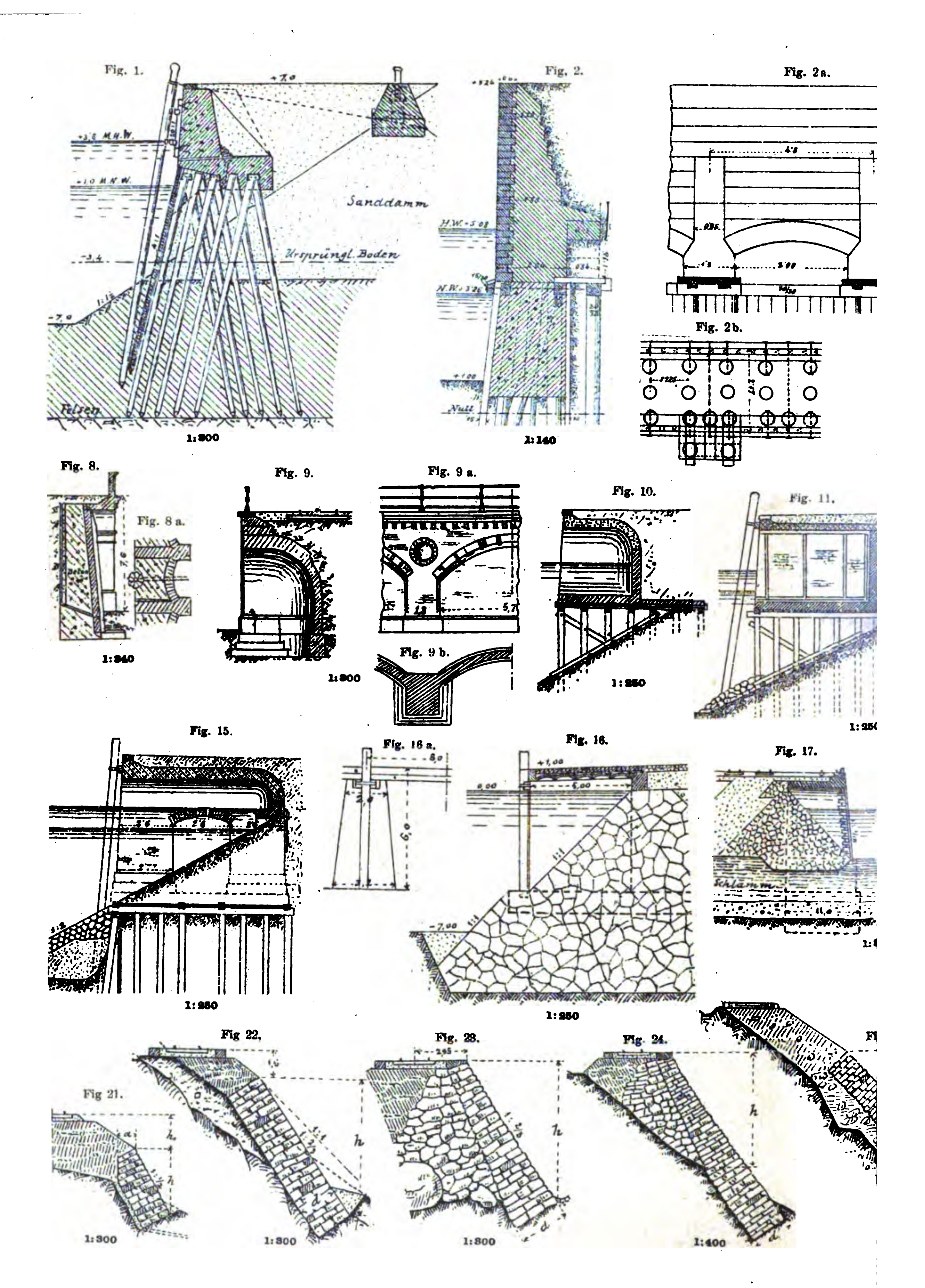


Fig. 5.
M.H.W.
M.N.W.
Beton
Schüttsteine
Schlamm
1:280
Fig. 6.
1:400
Fig. 7.
Mittl. HW
Mittl. NW
Beton
Null
1:150
Fig. 8.
M.W. +3,5
+5,4
10,0
1:400
Fig. 9.
H.W.
N.W.
Sand u. Schlamm
Scharf Sand
1:400
Fig. 7a.
Fig. 12.
+6.0
Weicher Klai
1:230
Fig. 13.
1:333
Fig. 14.
Fig. 14 a.
1:500
Fig 22.
+6.50
+3,56
Sandbeton
Ziegelmauern
Kiesbeton
+0,26
Sandfüllung
Ursprüngl. Terrain
-2,0
Weicher Klai
-7,50
Sand
1:230
Fig 21.
1:313
Fig. 23.
Fig. 23. a.
1:800
Fig. 24.
1:800
Fig. 25.
1:400
Fig. 25. a.


Fig. 1.
Sanddamm
Ursprüngl. Boden
Felsen
1:800
Fig. 2.
1:140
Fig. 2a.
Fig. 2b.
Fig. 8.
Fig. 8 a.
1:240
Fig. 9.
1:800
Fig. 9 a.
Fig. 9 b.
Fig. 10.
1:250
Fig. 11.
Fig. 15.
1:250
Fig. 16 a.
Fig. 16.
1:250
Fig. 17.
Fig 21.
1:300
Fig 22.
1:300
Fig. 23.
1:300
Fig. 24.
1:400

Taf. 20.

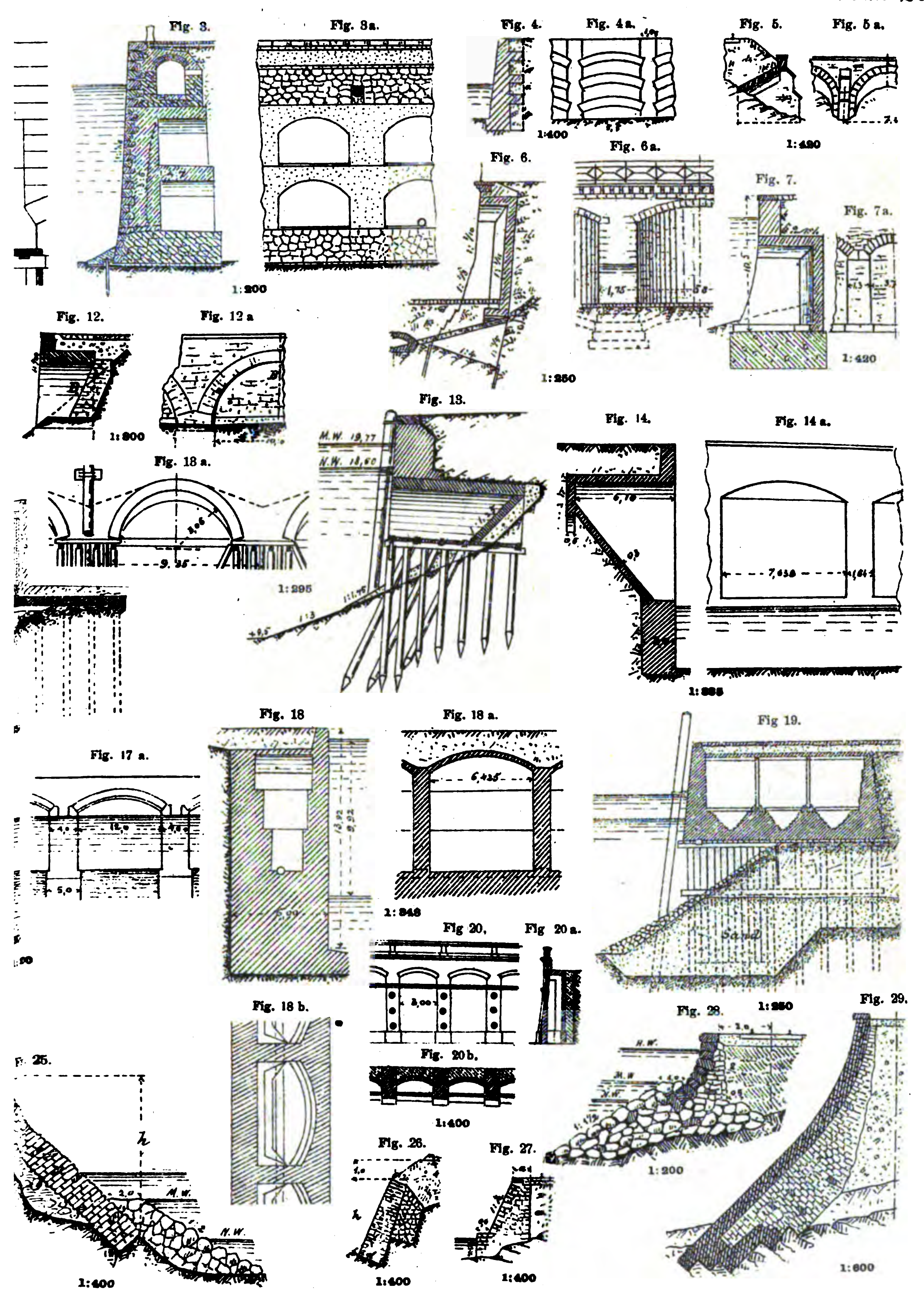


Fig. 3.
Fig. 3a.
Fig. 4.
Fig. 4a.
Fig. 5.
Fig. 5a.
1:400
1:420
1:200
Fig. 6.
Fig. 6a.
Fig. 7.
Fig. 7a.
1:420
1:250
Fig. 12.
Fig. 12a
1:200
Fig. 13.
M.W. 19,77
N.W. 18,60
Fig. 14.
Fig. 14a.
Fig. 18a.
1:295
Fig. 17a.
Fig. 18
Fig. 18a.
Fig 19.
1:348
Fig 20.
Fig 20a.
Fig. 20b.
1:400
Sand
1:250
Fig. 18b.
Fig. 28.
Fig. 29.
Fig. 26.
Fig. 27.
H.W.
M.W.
N.W.
1:200
1:400
1:400
1:400
1:600

DER

WASSERBAU.

NACH DEN VORTRÄGEN,

GEHALTEN AM

FINNLÄNDISCHEN POLYTECHNISCHEN INSTITUTE IN HELSINGFORS

VON

M. STRUKEL,

PROFESSOR DER INGENIEURWISSENSCHAFTEN.

IV. TEIL,

ENTHALTEND:

DEN FLUSSBAU, DEICHE, HÄFEN UND SCHIFFAHRTSZEICHEN.

MIT 200 SEITEN TEXT, 52 TEXTFIGUREN UND 37 TAFELN.

HELSINGFORS, **SÖDERSTRÖM & C:O.**

LEIPZIG, **A. TWIETMEYER.**

1904.

KUOPIO 1904,
GEDRUCKT BEI K. MALMSTRÖM.

Vorwort.

Nachdem sich die bisher veröffentlichten drei Teile meiner Vorträge über den **Wasserbau** nicht nur für die Studierenden unseres Polytechnischen Institutes als nützlich erwiesen, sondern dieselben auch in anderen Kreisen eine günstige Aufnahme und so verbreitete Anwendung gefunden haben, dass vom ersten Teil bereits eine neue Auflage erforderlich geworden ist, so erschien es angezeigt, das Werk durch diesen vierten Teil zum Abschluss zu bringen. Dessen Bearbeitung geschah nach dem gleichen Prinzip wie bei den früheren Teilen, nämlich unter möglichst kurzer Darlegung des Wesens und der theoretischen Grundsätze des behandelten Gegenstandes und unter ständiger Bezugnahme auf kurz beschriebene charakteristische Beispiele aus der Praxis, zur Veranschaulichung der behandelten Anlagen im allgemeinen, und ihrer verschiedenen Ausführungsformen.

Hierbei wurde wieder ein Hauptgewicht darauf gelegt, dass die Abbildungen zur richtigen Beurteilung der Anlagen soviel als möglich masstäblich ausgeführt sind, während bei der Vervielfältigung der Figuren selbst, zur möglichsten Minderung der Kosten, anstatt der sonst gebräuchlichsten für das Auge gefälligeren Lithographie, wieder das wesentlich billigere photolithographische Verfahren nach flüchtigen Zeichnungen zur Anwendung kam. Ferner wurde zur grösseren Bequemlichkeit für den Leser, und um auch diesen Teil des Werkes als selbständige Arbeit erscheinen zu lassen, auch hier von einer Bezugnahme auf die dem ersten Teil (I. Aufl.) beigegebenen Tafeln abgesehen.

Die benutzte Litteratur und sonstige auf den behandelten Gegenstand Bezug habende Quellen sind sowohl im folgenden Litteraturverzeichnis, als auch im Texte an den bezüglichen Stellen angeführt.

Helsingfors, im Januar 1904.

M. Strukel.

Inhalts-Verzeichnis.

XI. Der Flussbau.

A. Regulierung der Flüsse.

Litteratur.

Mit den eingeklammerten ( ) Bezeichnungen sind im Texte einige Quellen angedeutet, worin sich die besprochenen oder ähnliche Anordnungen befinden.

(AB.) — Allgemeine Bauzeitung. Wien.
(AdP.) — Annales des Ponts et chaussées. Paris.
(Bh.) — Bauhandbuch, deutsches, Baukunde des Ingenieurs. Berlin 1879.
(CBl.) — Centralblatt der Bauverwaltung. Berlin.
(CI.) — Der Civilingenieur. Leipzig.
(DB.) — Deutsche Bauzeitung. Berlin.
(Eng.) — The Engineer. London.
(Engg.) — The Engineering. London.
(Frdm.) — Friedmann, Bericht über die Weltaustellung in Wien 1873, Marinewesen. Wien 1874.
(Frz.) — Franzius L. Der Wasserbau (Handbuch der Baukunde). Berlin 1890.
(GC.) — Le Genie civil. Paris.
(GGC.) — Giornale del Genio civile. Rom.
(HdI.) — Handbuch der Ingenieurwissenschaften. Der Wasserbau. Leipzig.
(HZ.) — Zeitschrift des Architekten- und Ingenieur-Vereins zu Hannover. Hannover.
(IFF.) — Ingeniörs- föreningens förhandlingar. Stockholm.
(NA.) — Nouvelles Annales de la Construction. Paris.
(NTT.) — Norsk teknisk tidskrift. Kristiania.
(ÖM.) — Österreichische Monatsschrift für den öffentlichen Baudienst (seit 1901 benannt: Österr. Wochenschrift für den öffentl. Baudienst). Wien.
(ÖW.) — Wochenschrift des österreich. Ingenieur- und Architekten-Vereins. Wien.
(ÖZ.) — Zeitschrift » » » » » » »
(Rž.) — Ržiha, Fr. Eisenbahn- Unter- und Oberbau (Off. Bericht über die Weltausstellung in Wien 1873). Wien 1876—77.
(TFF.) — Tekniska föreningens i Finland förhandlingar. Helsingfors.
(Tkn.) — Teknikern, tidskrift för byggnadskonst etc. Helsingfors.
(Tlkm.) — Tolkmitt C. Grundlagen der Wasserbaukunst. Berlin 1898.
(TT.) — Teknisk tidskrift. Stockholm.
(ZdI.) — Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure. Berlin.
(ZfAuI.) — Zeitschrift für Architektur und Ingenieurwesen. Hannover. Wiesbaden.
(ZfB.) — Zeitschrift für Bauwesen. Berlin.

XI. Der Flussbau.

Flüsse sind fliessende Gewässer, welche bei kleinerer Breite auch Bäche und bei grösserer Ströme genannt werden. Man unterscheidet bei den Flüssen den oberen, mittleren und den unteren Lauf. Der obere Lauf besteht oft aus einem Gebirgsfluss, mit einem Gefälle, das grösser sein kann als etwa 1 : 100, einer Geschwindigkeit, die oft bis zu etwa 3 m/Sek. und mehr betragen kann, und mit Zuflüssen die aus s. g. Wildbächen bestehen, bei denen das Gefälle oft das Verhältnis 1 : 30 überschreitet. Im mittleren Lauf dagegen pflegt das Gefälle selten stärker zu sein als etwa 1 : 2000, und beträgt die Geschwindigkeit hier meistens zwischen etwa 1 und 2 m/Sek. Im unteren Lauf kann das Gefälle bis unter 1 : 20 000 sinken.

Gewöhnlich ist der mittlere und untere Lauf schiffbar, während der obere Lauf nur etwa flössbar zu sein pflegt.

Der Flussbau umfasst im weiteren Sinne sowohl die Regulierung und Kanalisierung der Flüsse, als auch die zur Gewinnung von Wasser aus Flüssen zu den verschiedenen Wasserversorgungszwecken, zum Schutz der angrenzenden Gebiete gegen Überschwemmungen (Flussdeiche), und zum Flössen des Holzes erforderlichen Anlagen. Es soll sich aber hier die Behandlung des Gegenstandes nur auf die im engeren Sinne hierher gehörende Regulierung und Kanalisierung sowie die Anlagen zum Flössen des Holzes beschränken, während die übrigen Zweige teils bereits früher bei anderen Gelegenheiten behandelt worden sind, teils später im Zusammenhang mit anderen Anlagen besprochen werden sollen.

Während die Regulierung der Flüsse die Herstellung eines regelmässigen, eventuell schiffbaren Flussbettes, unter möglichster Benützung der lebendigen Kraft des fliessenden Wassers zum Ziele hat, bezweckt die Kanalisierung die Schaffung der für die Schiffahrt nötigen Fahrtiefe und Mässigung der Geschwindigkeit durch Stauanlagen und Kanäle. Handelt es sich nur um Schiffahrtszwecke, so empfiehlt sich die Regulierung hauptsächlich bei grösseren Flüssen mit reichlicher Wassermenge, mässigem Gefälle und niedrigen Ufern. In den meisten Fällen

verdient die Regulierung den Vorzug, namentlich aber dort, wo der Frachtenverkehr hauptsächlich abwärts gerichtet ist, so dass bei der Talfahrt die Stromkraft ausgenützt werden kann.

A. Regulierung der Flüsse.

I. Allgemeines.

Die Betten der Flüsse entstehen durch die auflösende und zerstörende Wirkung des fliessenden Wassers, in dem dasselbe die Hänge des Niederschlagsgebietes und die Ufer und Sohle der Wasserläufe selbst angreift und die losgelösten Massen als s. g. Sinkstoffe, in Form von Geschieben bis zum feinsten Schlick und Schlamm, nach abwärts bewegt. Dies ist überall der Fall, wo bei grösserem Gefälle die Geschwindigkeit grösser, als zur Fortbewegung der Geschiebe erforderlich ist, also namentlich bei Wildbächen, welche dadurch das Bestreben haben, ihr Bett zu vertiefen und die losgelösten und durch Unterwaschung zum Absturz gebrachten Massen in die Täler abzuführen, wenn nicht durch entsprechende Verbauung und Befestigung von Ufern und Sohle dem vorgebeugt wird. Infolge der durch die Abnahme des Gefälles bedingten Abnahme der Schleppkraft von oben nach unten und infolge des Abschleifens und Zertrümmerns der Massen nimmt die Korngrösse derselben von oben nach unten ab.

Eine andere Erscheinung bei der Bildung von Flussbetten besteht darin, dass durch das Auftreten irgend eines Hindernisses im Bette, wie etwa eines versunkenen Baumstammes oder der Bildung einer Sandbank auf der Seite des einen Ufers, das Wasser nach dem entgegengesetzten Ufer gedrängt, von dort wieder nach dem anderen Ufer geworfen wird u. s. w., der Fluss also zu schlängeln (serpentinieren) beginnt. Da das Wasser infolge des Beharrungsvermögens seine Richtung beizubehalten strebt, so werden dabei die Ufer abwechselnd angegriffen, und es bilden sich auf diese Weise Krümmungen (Serpentinen), wobei an den einbiegenden (konkaven) Ufern (Konkaven) der Boden fortgespült und an den ausbiegenden (konvexen) Ufern (Konvexen) dagegen abgelagert wird, wodurch die Krümmungen immer schärfer werden. Hierbei befinden sich die grössten Tiefen immer näher an den konkaven Ufern und ist an den Übergangsstrecken zwischen den auf einander folgenden Konkaven die Tiefe immer geringer als in den geraden Flussstrecken, daher diese Übergänge für die Schiffahrt oft unangenehme Hindernisse bilden.

Die in der Strömung vorkommenden Ablagerungen bestehen vorzugsweise aus Sand, Kies und Steinen, während die übrigen Bestandteile teils im Wasser aufgelöst, teils so fein verteilt sind, dass sie in demselben schwebend fortge-

führt und an Stellen mit ruhigem Wasser abgelagert oder bis ins Meer befördert werden.[1])

Nach Franzius wird in Gewässern mit einer mittleren Geschwindigkeit von 0,5 m schon feiner Sand und jede Art Schlamm, bei 1,0 m loser Sand (Mauersand) und fester Moorboden, bei 1,5 m gebundener toniger oder sehr grober Sand und bei 2 m Geschwindigkeit grober Kies oder fester Klai in merkliche Bewegung gesetzt, wobei die Geschwindigkeit an der Sohle nur etwa halb so gross wie die mittlere ist (vergl. DB. 1883, S. 331). Ferner wurden nach Tolkmitt bei Versuchen am Oberrhein die auf der Sohle in Ruhe angetroffenen Sinkstoffe beim Aufrühren mittels Stangen in Bewegung gesetzt, wenn die Geschwindigkeit des Wassers, gemessen in 5 cm Höhe über der Sohle, folgende Grössen hatte:

für Steine bis 2,5 kg Gewicht	$v = 1{,}80$ m
» » » 1,0 » »	$v = 1{,}59$ m
» Kies bis Taubeneigrösse	$v = 1{,}12$ m
» » » Haselnussgrösse	$v = 0{,}92$ m
» » » Bohnengrösse	$v = 0{,}90$ m
» » » Erbsengrösse	$v = 0{,}75$ m

Von Wichtigkeit sind bei den Flüssen die Wasserstände, und zwar unterscheidet man: den gewöhnlichen oder normalen Wasserstand, welcher im Jahre ebenso oft überschritten, als nicht erreicht wird, und welcher namentlich für die Schiffahrt von Bedeutung ist; den mittleren Wasserstand, als Mittel der täglichen Wasserstände; den niedrigen Sommer-Wasserstand, aus einer Gruppe niedriger Wasserstände im Sommer gefunden und wichtig für Bauausführungen und Schiffahrt; den absolut niedrigsten Wasserstand, zu berücksichtigen bei der Berechnung der Wasserabgaben zu den verschiedenartigen Wasserversorgungsanlagen (Wasserleitungen, Bewässerungen, Wasserkraftanlagen, Schiffahrtskanäle); den absolut höchsten Wasserstand, welcher bei der Anlage von Deichen, Brücken und anderen Bauten zu berücksichtigen ist.

Die Regulierung der Flüsse umfasst diejenigen Anordnungen, welche den Schutz der Ufer gegen Beschädigungen durch Strömung und Wellenschlag, die Schaffung der nötigen Vorflut (des Wasserabflusses) der angrenzenden Landgebiete, die Vermeidung von Überschwemmungen bei Hochwasser oder Eisgang, sowie die Herbeiführung von für die Schiffahrt erforderlichen Tiefen-Gefälls- und Richtungsverhältnissen des Flussbettes bezwecken. Zu dem Ende wird die Herbei-

---

[1]) Vergl. Zeitschr. für Gewässerkunde IV. & V. Bd.: »Zur Dynamik des Flussbetts«, von Prof. Gaetano Crugnola.

führung eines regelmässigen Flussschlauches angestrebt in welchem das Wasser des verwilderten Flusses konzentriert wird, sowohl behufs regelmässigerer Abführung desselben, als auch der Sinkstoffe und des Eises, nebstdem eine Senkung des Hochwasserspiegels zur Vermeidung von Überschwemmungen und behufs Abwässerung der angrenzenden Ländereien, sowie die Erreichung einer für die Schiffahrt auch bei Kleinwasser genügenden Wassertiefe angestrebt werden kann. Dies wird im allgemeinen durch Beseitigung der Unregelmässigkeiten, Geradlegung (Rektifikation) und Einengung der Hauptrinne, sowie durch Zusammenbringen von verwilderten Armen und Flussspaltungen in ein Bett erreicht, wozu noch Anstalten zur Verringerung der Anschwellungen durch Verzögerung des Abflusses der Hochfluten in den Oberläufen (namentlich bei Gebirgsflüssen), sowie Anstalten zur Minderung und Festlegung der Sinkstoffe kommen können. Hierzu dient die Anlage von Regulierungswerken verschiedener Art, unter möglichster Benützung der Mitwirkung des mechanischen Arbeitsvermögens des fliessenden Wassers, wodurch sowohl an Kosten gespart, als auch meistens ein mehr gesicherter Erfolg erreicht wird.

Die Mitwirkung des fliessenden Wassers bezweckt einerseits gewisse Teile der Untiefen, der Sohle und eventuell auch des Ufers durch die Strömung abzutreiben, andererseits Sohlenvertiefungen und Ufergebiete zur Bildung neuer Ufer aufzulanden und in der Bewegung der Geschiebe einen Beharrungszustand herbeizuführen, da sonst dieselben zur Bildung von Sand- und Schlickbänken Veranlassung geben. Bei der Beseitigung von Untiefen kann jedoch bei schwerem Boden eine Unterstützung der Arbeit des Stromes durch Baggerung erforderlich sein. Ferner bezweckt die Regulierung auch noch die ausserhalb des neuen regelmässigen Bettes gelegenen Teile des alten Bettes möglichst schnell und vollständig zu verlanden.

Handelt es sich nur um eine Senkung des Wasserspiegels zur Schaffung einer besseren Vorflut, bezw. einer besseren Entwässerung der angrenzenden Landgebiete und um Minderung von Überschwemmungen, so kann dies bis zu einem gewissen Grade durch Krautung und Räumung, eventuell unter Anwendung von Baggerungen und Felsensprengungen erreicht werden, wobei grössere Hindernisse allenfalls durch Anlage von Seitenkanälen umgangen werden.

Nachdem die Herstellung des geregelten Flusslaufes aus dem verwilderten unter Mitwirkung der Strömung nur allmählich geschehen kann, so ist es notwendig, dass die Regulierung zuerst für Hochwasser und Mittelwasser geschehe (Korrektion), worauf später erst zu der namentlich für die Schiffahrt erforderlichen Regulierung für Niederwasser (eigentliche Regulierung), bestehend in der Ausbildung eines besonderen Flussbettes für diesen Wasserstand, geschritten werden kann.

2. Der Regulierungsentwurf.

Die Regulierungsweise ist bei den verschiedenen Flüssen, und auch bei ein und demselben Flusse je nach den örtlichen Verhältnissen sehr verschieden. Ausser der Grösse des Flusses, dem Gefälle, den vorhandenen Baumaterialien und den disponiblen Geldmitteln sind auch die an der jeweiligen Stelle üblichen Bauarten und die lokalen Gewohnheiten etc. massgebend.

Die Durchführung der Regulierungsarbeiten geschieht auf Grund eines Regulierungsentwurfes, welcher die Feststellung eines mit dem natürlichen Querprofil gleichwertigen Normalprofils, die Linienführung des neuen Flussbettes, bezw. der dem Normalprofil entsprechenden neuen Uferlinien (Normallinien, Streichlinien), sowie die Feststellung der Beschaffenheit und Lage der Regulierungswerke und der Gefällsverhältnisse bezweckt. Dabei ist es von Wichtigkeit, dass sich der Entwurf und dessen Durchführung auf längere Strecken, wo möglich, auf den ganzen Flusslauf nebst den Nebenflüssen erstreckt, da stückweise Regulierungen meistens den gewünschten Erfolg nicht herbeiführen, und sogar schädlich sein können. Eine Ausnahme hiervon bilden die Uferschutzbauten, welche auch bei nicht regulierten Flussstrecken mit Vorteil angewendet werden können, überall wo das Ufer zerstörenden Angriffen ausgesetzt ist.

Der Regulierungsentwurf bezweckt auch die Ermittlung der Kosten, und deren Vergleich mit den zu erwartenden Vorteilen.

a. Das Normalprofil.

Das Normalprofil soll so beschaffen sein, dass die abzuführenden Wassermassen darin Platz finden, alle hinein gelangenden Sinkstoffe weiter befördert, nachteilige Auskolkungen der Sohle vermieden werden, und eventuell auch die für die Schiffahrt nötige Wassertiefe erreicht wird. Während das Niederwasserprofil sowohl der Bedingung entsprechen muss, dass bei diesem Wasserstand eine zur Fortschaffung der Geschiebe genügende Geschwindigkeit, als auch eventuell eine für die Schiffahrt genügende Wassertiefe vorhanden ist, soll das Hochwasserprofil der Abfuhr der Hochwassermengen entsprechen, ohne dass jedoch dabei die Geschwindigkeit eine Grösse erreicht, wobei das Flussbett angeriffen würde, während für den Uferschutz meistens das Mittelwasserprofil massgebend ist.

Bei der Feststellung neuer Profile hat man vorerst den Einfluss der Profiländerungen auf die Höhenlage des Wasserspiegels und die Geschwindigkeit Rücksicht zu nehmen. Im allgemeinen bedingen Einschränkungen des Profils nach Art der Stauwerke eine Erhöhung des Wasserspiegels und eine Zunahme der Geschwin-

digkeit an der Durchflussstelle, während umgekehrt Erweiterungen des Profils eine Senkung der Wasserfläche und eine Abnahme der Geschwindigkeit zur Folge haben.

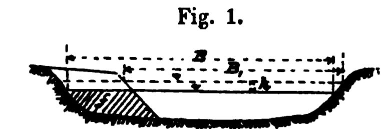
Bezeichnet daher v die Geschwindigkeit, F die Fläche des Querprofils, p den benetzten Umfang, J das Gefälle des Wasserspiegels und Q die Wassermenge, so ist (vergl. Wasserb. I., S. 40):

$$v = c\sqrt{\frac{F}{p}J} = \frac{Q}{F}, \text{ daher}$$

$$c\sqrt{\frac{F^3}{p}} = \frac{Q}{\sqrt{J}}.$$

Wird daher c als unverändert bleibend angesehen, so bleibt der Ausdruck $\frac{F^3}{p}$ bei allen Änderungen des Profils unverändert, nachdem dessen Wert nur von der Wassermenge und dem Gefälle abhängig ist. Wird somit bei der Einschränkung eines Profils durch einen Einbau die Sohle des Flussbettes als unverändert angenommen, und bedeuten f den vom Einbau verdrängten Teil des ursprünglichen Profils, F_1 die neue Profilfläche, B und B_1 die Breiten der Wasserflächen vor und nach dem Einbau, und h die Stauhöhe, so ist nach Tolkmitt (Textfig. 1):

Fig. 1.



$$F_1 = F - f + B_1 h.$$

Nimmt man ferner an, dass näherungsweise

$$p = B \text{ und } p_1 = B_1, \text{ so ist}$$

$$\frac{F_1^3}{B_1} = \frac{F^3}{B}, \text{ somit}$$

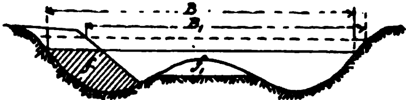
$$\frac{(F - f + B_1 h)^3}{B_1} = \frac{F^3}{B}, \text{ woraus die Stauhöhe}$$

$$h = \frac{1}{B_1}\left(F\sqrt[3]{\frac{B_1}{B}} - F + f\right), \text{ oder}$$

$$B_1 h = f - F\left(l - \sqrt[3]{\frac{B_1}{B}}\right).$$

Es ist daher der Zuwachs des Profils $B_1 h$ kleiner als die verbaute Fläche f, was eine natürliche Folge der Erhöhung der Geschwindigkeit ist.

Fig. 2.



Tritt zugleich durch einen Abbau f_1 eine Profilvergrösserung ein, so ist analog (Textfig. 2):

$$F_1 = F - f + f_1 B_1 h, \text{ daher}$$

$$\frac{F^3}{B} = \frac{(F - f + f_1 + B_1 h)^3}{B_1}, \text{ somit}$$

$$h = \frac{1}{B_1}\left(F\sqrt[3]{\frac{B_1}{B}} - F + f - f_1\right).$$

Ferner ist, wenn v_1 die durch den Einbau erhöhte Geschwindigkeit bedeutet:

$$F_1 v_1 = Fv, \; F_1 = \frac{v}{v_1} F$$

$$\frac{F^3}{B} = \frac{F_1^3}{B_1} = \frac{v^3}{v_1^3}\frac{F^3}{B_1}, \text{ daher}$$

$$v_1 = v\sqrt[3]{\frac{B}{B_1}}.$$

Gewöhnlich wird das natürliche Querprofil *ACD* (Textfig. 3) durch ein trapezförmiges Normalprofil *EGHK* mit seitlichen Böschungen von der Neigung $1:n$, bezw. einem Böschungswinkel α ersetzt.

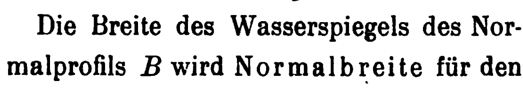
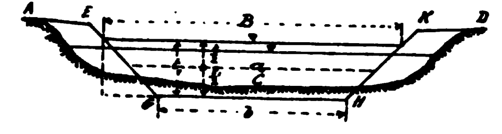


Fig. 3.



Die Breite des Wasserspiegels des Normalprofils B wird Normalbreite für den fraglichen Wasserstand genannt. Wird letzterer nicht besonders genannt, so bezieht sich die Normalbreite gewöhnlich auf den mittleren Wasserstand.

Bezeichnet F die ursprüngliche Durchflussfläche, p den ursprüngl. benetzten Umfang und J das ursprüngl. Gefälle, so ist:

$$v = c\sqrt{\frac{F}{p}J}$$

Soll daher bei unverändertem Gefälle die Geschwindigkeit v die gleiche verbleiben, so müssen für das neue Profil sowohl die Durchflussfläche als auch der benetzte Umfang die gleichen Werte beibehalten. Man hat daher in diesem Falle, wenn a die mittlere Breite und t_1 die Tiefe des neuen Profils bedeutet:

$$F = at_1, \; t_1 = \frac{F}{a}$$

$$p = a - nt_1 + 2t_1 \operatorname{cosec}\alpha = a - \frac{F}{a}(n - 2\operatorname{cosec}\alpha)$$

$$a^2 = ap - F(n - 2\operatorname{cosec}\alpha) = 0$$

$$a = \frac{p}{2} + \sqrt{\frac{p^2}{4} + F(n - 2\operatorname{cosec}\alpha)},$$

oder da $n = \operatorname{cotg}\alpha = \sqrt{\operatorname{cosec}^2\alpha - 1}$, $\operatorname{cosec}\alpha = \sqrt{1+n^2}$

$$a = \frac{p}{2} + \sqrt{\frac{p^2}{4} + F(n - 2\sqrt{1+n^2})}.$$

Soll dagegen bei gleich bleibender Durchflussfläche F und Geschwindigkeit v ein anderes Gefälle J_1 eingeführt werden, so ist, wenn bei geringerem Unterschied zwi-

schen J_1 und J der Wert von c als unverändert angenommen werden kann:

$$v = c\sqrt{\frac{F}{p}J} = c\sqrt{\frac{F}{p_1}J_1}$$
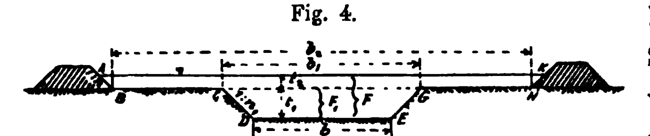
$$p_1 = \frac{J_1}{J}p$$

$$a = \frac{p_1}{2} + \sqrt{\frac{p_1^2}{4} + F\,(n - 2\ \mathrm{cosec}\ \alpha)} = \frac{p}{2}\frac{J_1}{J} + \sqrt{\left(\frac{p}{2}\right)\left(\frac{J_1}{J}\right)^2 + F\,(n - 2\sqrt{1+n^2})}$$

$$b = a - nt_1,\quad B = a + nt_1.$$

Diese Anordnung des Profils hat aber den Nachteil, dass bei grösseren Wassermengen, als den hier in Rechnung gezogenen, die Geschwindigkeit grösser werden kann als für den Bestand von Sohle und Ufern zulässig ist, während bei kleineren Wassermengen wieder die Geschwindigkeit zur Fortschaffung der Geschiebe zu klein werden kann. In solchen Fällen kann ein s. g. Doppelprofil von der in Textfig. 4 ersichtlichen Form mit Vorteil zur Anwendung kommen. Hierbei wird von den niedrigeren Wasserständen ein gemeinsames trapezförmiges Gerinne *CDEG* ausgefüllt, während für die Hochwässer ein s. g. Inundationsgebiet zur Verfügung steht, bestehend aus einem einseitigen oder beiderseitigen Vorlandstreifen, welche gewöhnlich durch Schutzdämme (Deiche) begrenzt sind. Hierdurch wird der Vorteil erreicht, dass kleinere Wassermengen in einem schmalen Gerinne konzentriert werden, und dadurch sowohl die nötige Schleppkraft zur Fortschaffung der Geschiebe, als auch die für die Schiffahrt erforderliche Tiefe erhalten können, während bei Hochwasser durch den verhältnismässig grossen benetzten Umfang die Geschwindigkeit vermindert wird.

Fig. 4.



Wenn Mittelwasser und gewöhnliches Hochwasser nicht viel von einander abweichen, so kann das mittlere Profil *CDEG* ausser für Nieder- und Mittelwasser auch für gewöhnliches Hochwasser bestimmt sein, während die übrigen Teile nur den ausserordentlichen Hochwässern vorbehalten bleiben.

Es gilt dann meistens, bei gegebener Wassermenge Q, der Durchflussfläche F_1 und dem benetzten Umfang p_1 des mittleren Teiles *CDEG*, die erforderliche Breite b_2 des Doppelprofils zu bestimmen. Man hat dann, wenn F die gesamte Durchflussfläche und p der gesamte benetzte Umfang, bei Beachtung der in der Figur ersichtlichen Bezeichnungen:

$$F = F_1 + b_2 t_2 + n t_2^2$$

$$p = p_1 + b_2 - b_1 + 2\,t_2\sqrt{1+n^2}$$

$$Q = Fv = Fc\sqrt{\frac{F}{p}J}, \qquad \frac{F^3}{p} = \left(\frac{Q}{c}\right)^2\frac{1}{J}, \text{ somit}$$

$$\frac{(F_1 + b_2 t_2 + nt_2^2)^3}{p_1 + b_2 - b_1 + 2t_2\sqrt{1+n^2}} = \left(\frac{Q}{c}\right)^2\frac{1}{J}$$

woraus sich b_2 (am besten versuchsweise, nach der regula falsi) bestimmen lässt.

Bei gegebenem Profil ist, wenn noch mit F_2 und p_2 bezw. die Durchflussfläche und der benetzte Umfang des oberen Teiles bezeichnet wird:

$$F_1 = \frac{b + b_1}{2} t_1, \qquad p_1 = b + 2t_1\sqrt{1+n^2}$$

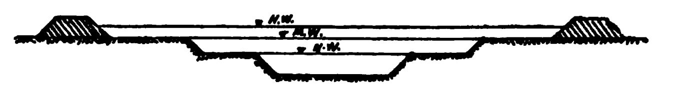
$$F_2 = b_2 t_2 + nt_2^2, \qquad p_2 = b_2 - b_1 + 2t_2\sqrt{1+n^2}, \text{ und}$$

$$Q = \left(F_1 c_1\sqrt{\frac{F_1}{p_1}} + F_2 c_2\sqrt{\frac{F_2}{p_2}}\right)\sqrt{J}$$

$$v = \frac{Q}{F_1 + F_2}.$$

Bei grösserem Unterschied zwischen Nieder-Mittel- und Hochwasser, kann auch ein dreifaches Profil, wie Textfig. 5 in Frage kommen, wobei das für Niederwasser bestimmte Bett durch späteren Einbau von Einschränkungswerken in das Mittelwasserprofil entstanden sein kann.

Fig. 5.



Behufs Schiffbarkeit eines Flusses muss derselbe eine der Art des Betriebes entsprechende kleinste Tiefe und Breite haben. Die kleinste zulässige Tiefe pflegt je nach dem Charakter der Schiffahrt zwischen etwa 1,5 und 3,5 m zu betragen. Bei den deutschen Flüssen beträgt die grösste Tauchungstiefe der Schiffe zwischen etwa 1,5 und 2,0 m und wird die kleinste Fahrwassertiefe etwa 0,15 grösser angenommen. Die Breite des Flussbettes soll so gross sein, dass wenigstens zwei Frachtschiffe von etwa 8 bis 15 m Breite überall an einander vorbeifahren können. Die dem entsprechende kleinste Wasserspiegelbreite schwankt innerhalb ziemlich weiter Grenzen, je nach dem Gefälle, den Krümmungen und der Art des Betriebes. Nach Theubert (CBl. 1894, S. 221) ist bei künstlichen Wasserstrassen, wo das Segeln und Schleppen langer Schiffszüge ausgeschlossen ist, für zwei Schiffe von je 8 m Breite eine Sohlenbreite von 18 m genügend. Bei Flüssen mit Segelbetrieb kann bei sehr schwachem Gefälle (unter 0,00005) etwa 20 m Breite als unterste Grenze gelten. Bei zunehmendem Gefälle muss mit Rücksicht auf die Erschwerung der Steuerung bei der Talfahrt, und die schweren Folgen etwaiger Zusammenstösse, die Breite entsprechend grösser angenommen werden, und zwar von 0,00005 bis 0,00012 etwa 25 m, von 0,00012 bis 0,0002 etwa 30 m

und bei Gefällen über 0,0002 etwa 35 m. Nachdem aber Dampfschiffe mit grösserer Sicherheit gesteuert werden können, so kann erfahrungsgemäss für Dampfschiffe von 10 bis 15 m Breite selbst bei stärkerem Gefälle eine Breite von 30 bis 35 m genügen.

b. Die Linienführung.

Die durch die Linienführung festzustellenden neuen Uferlinien lässt man in der Regel aus geradlinigen Strecken und Kreisbögen bestehen. Da mit zunehmender Abweichung der neuen Uferlinien von den alten in der Regel sowohl die Anlagekosten der erforderlichen Regulierungswerke, als auch die Regulierungsdauer wachsen, so geschieht die Linienführung meistens unter möglichster Anschliessung an die alten Ufer. Dies entspricht auch meistens am besten den Zwecken der Schiffahrt, mit Rücksicht darauf, dass durch Geradlegungen die Geschwindigkeit vergrössert und dadurch die Bergfahrt erschwert wird, und sollte mit Rücksicht hierauf für Dampfschiffahrt eine Geschwindigkeit von $v = 2$ m/Sek. nicht überschritten werden.

Auch mit Rücksicht auf eine gleichmässige Abfuhr der Geschiebe ist ein möglichster Anschluss der neuen Ufer an den natürlichen Lauf erwünscht. Dagegen ist für die Abfuhr der Wassermassen und des Eises ein möglichst gestreckter Lauf günstig. Für die Schiffahrt können auch die bei natürlichen Läufen vorkommenden Krümmungen zu scharf sein, weshalb diese beseitigt werden müssen. Nachdem aber mässige Krümmungen der Schiffahrt nicht hinderlich sind und den Vorteil haben, dass sie durch die Stauung den Abfluss des Wasser verzögern, die Fahrtiefe vermehren, das Gefälle mässigen, und dadurch die Bergfahrt erleichtern, sowie zur Beibehaltung des Gleichgewichtes in der Geschiebeabfuhr erforderlich sind, so sind dieselben möglichst beizubehalten. Da ferner Flussspaltungen den Nachteil haben, dass sie die Wassermenge in der eigentlichen Fahrrinne vermindern, so kann ihre Absperrung überall dort erforderlich sein, wo nicht für beide Arme genügende Wassermengen vorhanden, oder beider Aufrechterhaltung nicht aus anderen Gründen notwendig ist.

3. Die Regulierungsbauten.

Man kann die Regulierungsbauten in Arbeiten und Regulierungswerke einteilen, welche im Flusse, am Flusse oder ausserhalb desselben ausgeführt werden. Zu den im Flusse auszuführenden Arbeiten gehören die Flussräumungen, Baggerungen und Felssprengungen und die zur Konzentrierung der Wassermassen dienenden Einschränkungswerke, während am Flusse die zur Befestigung der Ufer dienenden Uferdeckwerke und ausserhalb desselben

die Durchstiche und Deiche liegen. Hiervon sind die Flussräumungen, Baggerungen und Felssprengungen bereits im »Grundbau» und die Uferdeckwerke im »Wasserbau» (III. Teil) besprochen worden [1]), während die Flussdeiche später zusammen mit den Seedeichen besprochen werden sollen.

Einer besonderen Behandlung sollen die Regulierungsmassnahmen bei Wildbächen, die s. g. Waldbachverbauungen, unterzogen werden.

a. Einschränkungswerke.

Diese Werke bestehen aus wehrartigen Bauten, welche entweder vom Ufer ausgehend in der Querrichtung des Flusses über einen Teil der Breite desselben gezogen sind, und dann Querbauten (Buhnen) genannt werden, oder in entsprechender Entfernung von den Ufern in der Längenrichtung des Flusses als s. g. Längsbauten (Leitwerke, Parallelwerke) sich erstrecken, oder zur Absperrung von Flussarmen über die ganze Breite derselben gezogen sind und Sperrdämme heissen. Dieselben können massiv oder durchlässig, fest oder schwebend sein.

Massive Querbauten.

Allgemeine Anordnung der Buhnen.

Die massiven Buhnen sind Querdämme, welche in gewissen gegenseitigen Abständen von den alten Ufern bis zu den neuen Uferlinien gezogen werden, wodurch der Fluss von den alten Ufern abgedrängt wird, nebstdem die Zwischenräume zwischen den Buhnen durch Sinkstoffablagerungen (s. g. Alluvionen) allmählich verlandet werden. Da die Buhnen wie die Wehre stauend wirken, so müssen dieselben sowohl gegen Unterwaschung als auch gegen Zerstörung durch den Wasserdruck und das überstürzende Wasser gesichert sein. Nachdem aber dieselben im allgemeinen keinen so starken Angriffen ausgesetzt sind, wie die eigentlichen Wehre und ihre Wirksamkeit auch nur eine kürzere Dauer haben soll, nämlich so lange bis die Verlandung vor sich gegangen, so werden dieselben nicht so fest ausgeführt wie die Wehre. Sie erhalten vor allem kein besonderes Fundament, müssen aber zur Sicherung gegen Unterwaschung so beschaffen sein, dass sie sich an den Boden anschmiegen, und bei allfälligen Unterwaschungen stets nachsinken. Diese Bedingungen werden dadurch erfüllt, das der Buhnenkörper

[1]) Bezüglich der Befestigung der Ufer sei hier noch bemerkt, dass sich dieselbe sowohl auf die natürlichen alten Ufer, als auch auf die durch die Regulierung hergestellten neuen Ufer und auf die Sicherung des Überschwemmungs- (Inundations-) Gebietes bezieht. Letzteres geschieht durch Bepflanzung und durch Wiesenanlagen, oder durch Eindeichung.

aus Stein- und Kiesschüttungen, Faschinen-Packwerk, sowie aus Senkfaschinen und Sinkstücken ausgeführt wird, nebstdem auch Bauholz zur Anwendung kommt.

Man unterscheidet bei den Buhnen Hauptwerke und Zwischenwerke oder Unterstützungswerke, von denen erstere die ganze Stromgewalt aufzunehmen haben, während letztere zur Beförderung der Anlandungen zwischen den Hauptwerken dienen, und daher viel schwächer sein können.

Taf. I, Fig. 1—5. Beispiele über die allgemeine Anordnung der Buhnen im Grundriss (Weichsel). Während bei Fig. 1 und Fig. 2 die Streichlinien an den ausbiegenden (konvexen) Ufern das alte Ufer schneiden, daher hier ein Abtragen des Bodens durch die Strömung stattfinden musste, und Querbauten hier nicht erforderlich waren, fallen bei Fig. 3 die neuen Uferlinien auf beiden Seiten innerhalb des alten Bettes, daher hier Buhnen auf beiden Ufern angebracht werden mussten. Fig. 2 zeigt überdies am rechten Ufer einen zum Schutz gegen Überschwemmungen dienenden Hochwasserdamm (Deich), an welchen sich die Buhnen anschliessen (ZfB. 1862, Bl. 14—15).

Der Richtung nach unterscheidet man stromaufwärts gerichtete (inklinante), rechtwinklige oder senkrechte, und stromabwärts gerichtete (deklinante) Buhnen. Erstere haben den Vorteil, dass sie dem Strom den stärksten Widerstand entgegen stellen und dadurch die Verlandung beschleunigen, nebstdem bei denselben das überstürzende Wasser nach der Mitte des Flusses hin fällt und dadurch die alten Ufer nicht angegriffen werden. Dagegen sind hier die Köpfe stärkeren Angriffen durch die Strömung ausgesetzt, daher diese besonders stark ausgeführt sein müssen. Es kann auch durch die gegen die Köpfe gerichtete Strömung die Schifffahrt gefährdet werden. Bei den rechtwinkligen und deklinanten Buhnen machen sich diese Nachteile zwar weniger geltend, es geht aber bei denselben die Verlandung langsamer vor sich, daher diese Arten hauptsächlich aus dem Grunde in durchgehenden Reihen nicht gebräuchlich sind. Es kann aber oft angezeigt sein, innerhalb einer und derselben Gruppe verschiedene Richtungen anzunehmen,

Fig. 2 und Fig. 3 zeigen Beispiele von rechtwinkligen Buhnen, während bei Fig. 5, wo es sich darum handelte, die Spaltung des Flusses in 2 Arme aufrecht zu erhalten, gegenüber der Abzweigung eine deklinante Buhne *c* verlegt worden ist, während die übrigen *a* und *b*, inklinant sind (ZfB. 1888, Bl. 50). Der Neigungswinkel der inklinanten Buhnen beträgt gewöhnlich zwischen etwa 70 und 80°. Fig. 4 ist ein Beispiel von inklinanten Buhnen mit besonders kleinem Neigungswinkel (Weser bei Bremen) (CBl. 1885, S. 457).

Wenn die Buhnen, wie in den letzten drei Beispielen, an beiden Ufern angebracht sind, so können dieselben entweder paarweise einander gegenüber oder im Zickzack stehen. Die letztere Anordnung hat den Nachteil, dass dabei der Fluss ins Schlängeln kommt und dadurch die Anlandung beeinträchtigt wird. Dieselbe wird auch nur ausnahmsweise angewendet, z. B. in schärferen Kurven, wenn sonst hier bei gegenüber liegender Lage die Buhnen auf der konvexen Seite zu dicht ausfallen würden.

Während sich die Länge der Buhnen durch die Lage der neuen Uferlinien bestimmt, ist ihre gegenseitige Entfernung von mehreren Umständen abhängig, nämlich zunächst von der Richtung und Stärke der Strömung, aber auch von der Ge-

stalt und der Normalbreite des Bettes, sowie von der Länge der Buhnen. Nachdem an konkaven Strecken der Angriff der Strömung stärker ist als an konvexen, so ist bei ersteren die Entfernung der Buhnen kleiner anzuordnen, als bei letzteren. Der Abstand ist ferner so gross zu bemessen, dass sich der Strom nicht zwischen die einzelnen Buhnen hinein werfen kann, weshalb sie sich gegenseitig decken müssen. Es ist daher auch bei kurzen Buhnen der Abstand kleiner anzunehmen als bei langen. So wurde beispielsweise bei der Memel in neuerer Zeit die Buhnenentfernung gleich $^5/_7$ der Normalbreite, jedoch doppelt so gross bei konvexen und halb so gross bei kurzen Buhnen angenommen. Oft ist der Abstand gleich der Normalbreite des Flusses.

Wenn nicht, namentlich wegen der Schiffahrt, möglichste Beschleunigung der Regulierung erforderlich ist, so ist est mit Rücksicht auf die Kosten angezeigt, zuerst jede zweite Buhne auszuführen, und die übrigen erst nach teilweiser Verlandung folgen zu lassen.

Taf. I, Fig. 6—6 b. Form der Buhnen (Aufriss, Grundriss und Querschnitt). Man unterscheidet bei den Buhnen die Wurzel *W* womit sie in das Ufer eingreifen und in demselben befestigt sind, den Kopf *K* am äussersten flussseitigen Ende, die Krone *AB*, d. i. die obere Begrenzungsfläche, die Streichseite *CD*, als die dem Strome ausgesetzte Seitenfläche und die entgegensetzte Rückseite *EF*. Die Wurzel bezweckt die Verhinderung einer Hinterspülung der Buhne durch das aufgestaute Wasser, daher dieselbe umso länger sein muss, je loser der Boden des Ufers. Gewöhnlich ist eine Länge von etwa 3 bis 5 m genügend, es sind aber in einzelnen Fällen viel grössere Längen (bis zu etwa 40 m) zur Anwendung gekommen. Die Wurzel befindet sich in einem bis zur Wasserfläche ausgehobenen Graben (Buhnenkammer).

Bezüglich der Lage der Krone unterscheidet man hochwasserfreie Buhnen, welche über den Hochwasserstand empor reichen, ferner Buhnen welche entsprechend Fig. 6 über das Mittelwasser empor stehen, sowie s. g. Tauchbuhnen, bei denen der Kopf, und versenkte Buhnen, bei denen der ganze Körper unter dem niedrigsten Wasserstand versenkt ist. Die letzteren zwei Arten werden namentlich in Flüssen mit schwerem Eisgang angewendet, weil sonst bei höherer Lage diese Werke leicht zerstört werden.

Die Krone erhält eine Breite von etwa 1,2 bis 5 m und wird gewöhnlich so hoch gehalten, dass sie am Kopf etwas unter Mittelwasser steht, von wo sie dann nach dem Ufer zu in gerader Linie mit einer Neigung von etwa 1 : 200 bis 1 : 100 ansteigt, jedoch so, dass sie am Ufer noch entsprechend tiefer zu stehen kommt als die Uferkante. Durch dieses Gefälle der Krone wird die Wirkung des überstürzenden Wassers nach der Wurzel zu geschwächt und die Entwicklung der Alluvionen befördert, nebstdem die natürlichen Ufer der Zerstörung weniger ausgesetzt und das überstürzende Wasser mehr nach der Mitte des Flusses zu konzentriert wird, was sowohl für die Vertiefung des Flussbettes, als auch für die Schiffahrt vorteilhaft ist.

Wenn die Krone nicht gepflastert wird, so muss dieselbe gegen die Angriffe des überstürzenden Wassers und des Eises bestraucht werden, weshalb für die Ermöglichung des Weidenwuchses die Krone weder so tief zu legen ist, dass der Wuchs erstickt, noch so hoch, dass derselbe verdorrt. Diesen Anforderungen wird am besten entsprochen, wenn die Krone eine Höhenlage von etwa 0,3 m über dem niedrigsten Wasserstand hat. Auch mit Rücksicht auf die spätere Bepflanzung der im fertigen Zustand ebenso hoch wie die Buhnenkrone ansteigenden Alluvionen, soll die Krone nur etwas höher als der mittlere Sommerwasserstand gehalten werden, so dass dieselbe die Vegetationsgrenze noch etwas überragt. Bei der Bestimmung der Höhe ist auch noch zu berücksichtigen, dass sich das Bauwerk um etwa $^1/_{12}$ der Höhe setzt.

Eine besondere Art versenkter Buhnen sind die Grundschwellen (Sohlschwellen), welche sich entweder als Verlängerungen gewöhnlicher Buhnen über einen Teil des Flusses erstrecken, oder denselben ganz durchqueren, oder als selbständige Bauwerke zur Anwendung kommen. Dieselben dienen zur Regulierung und Befestigung der Sohle, bezw. zur Ausgleichung des Längengefälles, und zur weiteren Einschränkung des Normalprofils, sowie auch zur Verbauung von Nebenarmen.

Die Wirkung der Buhnen besteht darin, dass Sinkstoffe sowohl von der Seite zwischen den Köpfen, als auch über die Krone in die Zwischenräume gelangen und dort abgelagert werden, bis die letzteren vollständig ausgefüllt werden. Je nachdem der Fluss mehr oder weniger reich an Sinkstoffen ist, nimmt die volle Ausbildung der Verlandungen etliche Jahre, bis zu Jahrzehnten in Anspruch. Da die grösste Geschiebeführung bei Hochwasser stattfindet, so ist es von Wichtigkeit, dass der Buhnenkörper bei diesem Wasserstand ganz überflutet wird. Es muss daher bei hochwasserfreien Buhnen die Anlandung immer längere Zeit in Anspruch nehmen. Nachdem ferner desto grössere Geschiebemassen über die Krone hinüber gelangen, je niedriger der Buhnenkörper ist, so ist es behufs baldiger Verlandung angezeigt, dort wo der Buhnenkärper ein festes Gefüge hat, denselben nicht sofort auf die ganze Höhe auszuführen, sondern anfänglich nur im Unterbau, etwa bis zum Niederwasser, und den Oberbau erst nach einem oder mehreren Jahren folgen zu lassen. Noch besser ist es, das Bauwerk erst in noch geringerer Höhe, als Grundschwelle, aus Steinschüttungen, Sinkstücken oder Senkfaschinen auszuführen, und erst nach Verlandung dieses Teiles eine weitere Schicht aufzubauen, so dass der Bau erst nach mehreren Jahren fertig wird. Dies kann namentlich dort erforderlich sein, wo der Fluss zur Seite gedrängt, also durch Fortspülen des Bodens auf der gegenüber liegenden Seite erst ein neues Bett gebildet werden soll.

Die Ausführung einer Gruppe von Buhnen soll immer von oben nach unten fortschreitend geschehen.

Taf. I, Fig. 7—10. Beispiele von Grundschwellen. Fig. 9 zeigt eine Skizze des Längenschnittes einer gewöhnlichen Buhne B mit daran anschliessender Grundschwelle G, wie solche in der Elbe zur Anwendung gekommen sind (CBl. 1881, S. 371), während Fig. 8 die Anordnung einer solchen Grundschwelle im Rhein zeigt (IFF. 1885, Pl. 7). — Fig. 9 ist eine Skizze des Längenschnittes einer in der Oder angewendeten Buhnenkonstruktion, wobei an die Buhne B erst eine s. g. Stromschwelle, und an diese erst eine Grundschwelle G sich anschliesst. Diese Grundschwellen dienen nicht nur zur Regulierung der Sohle, sondern verhindern auch die Auskolkung der Buhnenköpfe und beschleunigen die Verlandung, nebstdem sie den Stromstrich von den Buhnenköpfen ablenken und dadurch die Schiffahrt erleichtern. — Fig. 10 zeigt eine Längenprofil-Skizze einer selbständigen, über die ganze Flussbreite reichenden Grundschwelle am Rhein. Dieselbe besteht aus zwei Teilen G und G_1 zu beiden Seiten einer Untiefe, welche infolge des durch die Grundschwellen bedingten Aufstaues durch die verstärkte Strömung abgetragen wurde, während die Kolke zu beiden Seiten ausgefüllt wurden (CBl. 1881, S. 371).

» Fig. 11—12. Buhnen welche an den Köpfen mit s. g. Flügeln in der Stromrichtung versehen sind. Durch diese manchmal angewendete Anordnung wird eine gleichmässigere Bewegung des Wassers erreicht, wogegen aber dadurch die Verlandung verlangsamt wird. Von den in diesen zwei Figuren bezw. an der Spaltung und am Zusammenfluss der beiden Arme angewendeten s. g. Separationswerken wird ersteres auch Schöpfbuhne und letzteres Trennungsbuhne genannt, und bezweckt die erstere die gewünschte Verteilung der Wassermenge an die beiden Arme und letztere die regelmässige Vereinigung derselben, unter möglichster Vermeidung von Ablagerungen im Strome (Regulierung des Rheins bei Mainz, CBl. 1881, S. 322).

Konstruktion der Steinbuhnen.

Diese Buhnen bestehen entweder ausschliesslich aus Bruchsteinen, oder erhalten dieselben zur Ersparung von Steinmaterial und behufs grösserer Dichtigkeit einen Kern aus Kies (meistens Baggermaterial). Sie erhalten unter der Wasserfläche Böschungen mit Steinbewurf, mit einer Anlage von 1 : 1 bis 1 : 1,5 auf der Streichseite, und von 1 : 1,5 bis 1 : 2 auf der Rückseite. In der Höhe des Niederwassers werden meistens beiderseitige gepflasterte Bermen von etwa 0,5 bis 1,0 m Breite angeordnet, welche den Zweck haben, die Form der Krone von den allfälligen Verschiebungen der Seitenböschungen möglichst unabhängig zu machen. Oberhalb der Bermen befindet sich der gepflasterte Überbau mit Böschungen von 1 : 1 bis 1 : 2 und Krone von etwa 1,2 bis 2,5 m Breite. Da der Kopf den stärksten Angriffen durch die Strömung ausgesetzt ist, so muss derselbe besonders kräftig ausgeführt sein, und besteht aus einem Steinkegel mit sehr flacher Böschung nach der Mitte des Flusses zu, etwa 1 : 4.

Die Ausführung der Steinbuhnen geschieht, je nachdem das Material vom Land oder auf dem Wasser zugeführt wird, im ersteren Falle mittels eines Fluggerüstes und im anderen Falle von Schiffen aus. Ersteres besteht aus Pfahljochen

in Abständen von etwa 2 m, mit je zwei etwa 2 $^1/_2$ m von einander entfernten, durch ein Kappholz mit einander verbundenen Pfählen, und einem darüber gelegten Dielenboden.

Die Steinbuhnen haben gegenüber den Faschinenbuhnen den Vorteil grösserer Dauerhaftigkeit, und dass sie bei etwaigen Auskolkungen besser nachsinken, sowie den Vorteil grösserer Einfachheit und leichterer Ausführbarkeit, indem ihre Ausführung keine besondere Kunstfertigkeit erfordert, wie dies bei den Faschinenbauten der Fall ist.

Taf. I, Fig. 13—14. Querschnitte von Steinbuhnen mit Kieskern, bezw. in der Elbe und Weser (Hdl.—IFF. 1885, Pl. 7).
» Fig. 15. Längenschnitt einer Steinbuhne (Weser) (IFF. 1885, Pl. 7).
» Fig. 16—16 b. Steinbuhnen mit Flügeln, bei der Rhone in Wallis (AB. 1878, Bl. 66).

Buhnen aus Faschinen-Packwerk.

Das zu diesen Buhnen verwendete Packwerk (Faschinat) besteht aus flach ausgebreiteten Lagen von Faschinenholz oder meistens von ganzen Faschinen, in Schichten von etwa 30 cm Dicke, welche durch aufgepfählte Faschinenwürste und mit besonderen Spickpfählen zusammengehalten werden, mit zwischengelegten Schichten von Beschwerungsmaterial, bestehend aus grobem, möglichst wenig Sand enthaltendem Kies, wozu aber bei Ermangelung von Kies auch Sand, im Notfalle auch Erde verwendet wird.

Die Herstellung des Buhnenkörpers aus solchen Faschinenlagen geschieht in verschiedener Art, jedoch immer so, dass dieselben auf der Wasserfläche schwimmend in zwei oder mehreren Lagen zu einer Sinklage von 0,6 bis 1,0 m Dicke vereinigt, mit Hilfe des Beschwerungsmaterials zum Sinken gebracht werden. Dies geschieht in der Art, dass sie um eine an der Wasserfläche verbleibende, zur Längenrichtung der Buhne winkelrechte Kante als Drehachse nach unten geschwenkt werden, so dass sie sich mit einer Neigung von etwa 1 : 1 $^1/_2$ bis 1 : 2 an die vorher versenkte Schicht anlegen. Mit Rücksicht auf die seitlichen Böschungen des Buhnenkörpers (auf der Streichseite etwa 1 : 1 bis 1 : 2 und auf der Rückseite 1 : 1) müssen diese Sinklagen eine trapezförmige Gestalt erhalten, und muss ihre Form je nach der Wassertiefe und Gestalt des Bodens durch Peilungen einzeln ermittelt werden. Der so ausgeführte Packwerkskörper ruht entweder unmittelbar auf der Sohle des Flusses oder auf einer Unterlage, bestehend aus einer oder mehreren Schichten von Sinkstücken oder Senkfaschinen. Es wird dann oft in oben erwähnter Weise vorerst dieser Teil des Unterbaues ausgeführt und erst nach vollbrachter Verlandung bis zu jener Höhe zum Packwerksbau geschritten.

Die Ausführung der Packwerksbauten geschieht am leichtesten bei mög-

lichst kleiner Geschwindigkeit und kleiner Wassertiefe, daher die Ausführung am zweckmässigsten bei Niederwasser vorzunehmen ist.

Wegen der geringen Dauerhaftigkeit der über Wasser liegenden Teile der Packwerksbauten, und wegen ihres geringen Widerstandes gegen Strömung und Eisgang, sollen Faschinenbuhnen überall dort möglichst vermieden werden, wo sie längere Zeit über Wasser zu liegen kämen, sowie dort, wo sie dauernd starken Angriffen der Strömung und des Eises ausgesetzt wären. Dort wo Faschinenbuhnen derartigen Angriffen ausgesetzt sind, werden dieselben zum Schutz gegen Zerstörung mit Steinen überdeckt.

Taf. I, Fig. 17—18. Darstellung des Vorganges bei der Herstellung des Buhnenkörpers aus Packwerk-Sinklagen (Faschinat). *W* sind die Würste zum Zusammenhalten der Sinklagen. Fig. 18 zeigt die Anwendung eines Schwimmbaumes, welcher manchmal erforderlich ist, um die Sinklage während der Ausführung schwimmend zu erhalten. Derselbe wird vor dem Versenken mittels eines daran befestigten Taues herausgezogen. Bei längeren Sinklagen kommen auch mehrere Schwimmbäume zur Anwendung.

» Fig. 19—22. Herstellung von Faschinenbuhnen an der Oder und Memel. Hier werden entsprechend Fig. 19—19a zuerst in der Kammer in der Richtung der Längenachse Faschinen mit den Wipfelenden nach aussen in Reihen ausgelegt, welche Reihen einander um etwa $^1/_4$ bis $^1/_3$ ihrer Länge überragen und mittels Spickpfählen an der Sohle der Kammer befestigt werden. Diese s. g. Vorlage (Ausschusslage) *a* wird beim Austritt aus der Kammer auf dem Wasser so lange verlängert, als die Strömung dies gestattet und dabei zugleich fächerförmig ausgebreitet. Darauf folgt ihre Verbindung durch Würste *W* von 10 bis 15 cm Stärke (Bewürstung), oder durch Flechtbänder, welche je nach der Strömung 1 bis 1,5 m von einander entfernt ausgelegt und durch Pfähle in Entfernungen von 0,3 bis 0,6 m auf der Faschinenlage und mit dem Ufer befestigt werden. Ist auf diese Weise die Vorlage hergestellt und mit dem Ufer befestigt, so wird auf derselben eine s. g. Rücklage (Rückschusslage) *b* entsprechend Fig. 20 in der Art hergestellt, dass die Faschinen vom äussersten wasserseitigen Ende beginnend mit den Wipfelenden wieder nach aussen, einander überragend nach rückwärts schreitend ausgelegt werden, bis die Kammer erreicht ist. Zwischen diese beiden Lagen wird vorher so viel Kies gelegt, als zulässig ist, um sie noch schwimmend zu erhalten. Darauf folgt wieder eine Befestigung mit Würsten und Aufbringung von Beschwerungsmaterial *c* in einer Dicke von 0,2 bis 0,3 m (Fig. 21), welches mittels Handramme komprimiert wird, worauf die ganze etwa 1,2 bis 1,5 m dicke Sinklage allmählich zum Sinken gebracht wird.

In gleicher Weise werden alle folgenden Sinklagen hergestellt. Zuletzt erfolgt für den Kopf, zum Schutz gegen Unterwaschung, die Versenkung einer sehr langen in den Fluss weiter hinaus reichenden Sinklage, welche mittels Steinschüttung besonders beschwert wird. In diesem Zustand wird das Bauwerk etwa 1 Jahr lang stehen gelassen, worauf nach genügender Setzung entsprechend Fig. 22 über die ganze Krone eine den Überbau bildende Kronenlage *d* von der für die Höhe des ganzen Bauwerkes erforderlichen Dicke, vom Kopfe aus beginnend als Rücklage ausgeführt wird. Zur Abgleichung der Unebenheiten wird vorher noch ein Schicht Beschwerungsmaterial aufgebracht (HdI.).

Der Überbau erhält zur Erreichung des nötigen Widerstandes gegen die Angriffe durch das überstürzende Wasser eine besondere Befestigung. Zu dem Behufe wird die Kronenlage in der Längs- und Querrichtung mit aufgepfählten

Würsten belegt, dann mit abgerammtem Beschwerungsmaterial (am besten Lehm oder Letten) bedeckt und sodann in verschiedener Weise befestigt, nämlich entweder durch Anbringung einer Spreutlage oder Rauhwehr, oder mittels Pflasterung.

Taf. 1, Fig. 23—32. Befestigung der Krone bei Faschinenbuhnen. Bei der Befestigung mittels Spreutlage (Fig. 23) und mittels Rauhwehr (Fig. 24) werden Weidenruten in Schichten von etwa 10 cm Dicke auf eine etwa 30 cm dicke Schicht von fetter Erde aufgebracht und mit aufgepfählten Würsten befestigt. Im ersteren Falle werden die Weidenruten winkelrecht, im anderen schief zur Längenachse der Buhne, manchmal auch parallel zur Längenrichtung ausgebreitet. Anstatt loser Weidenruten werden in gleicher Weise auch Faschinen verwendet (Fig. 25). In Fig. 24 bedeutet *P* Packwerk und *S* eine Sinkstückunterlage.

Fig. 26 ist eine Buhne der Weichselregulierung mit einer Kronenbefestigung, welche zur Hälfte (auf der Streichseite) aus Pflasterung und in der anderen Hälfte aus Rauhwehr besteht. Fig. 27—30 zeigen die gebräuchlichen Anordnungen bei gepflasterten Kronen, ohne oder mit Bermen. Dabei sind die Pflasterungen seitlich durch Flechtzäune eingefasst, nebstdem auch dazwischen Flechtzäune in der Längen- und Querrichtung angeordnet sein können (Fig. 27). Fig. 31 und Fig. 32 sind Beispiele von voll gepflasterten Packwerksbuhnen, in bezw. der Elbe und Weser. Pflasterung der Seitenböschungen kommt natürlich nur dort in Frage, wo die Buhnen gelegentlich der Ausführung ganz im Trockenen liegen, widrigenfalls die unter Wasser liegenden Teile der Böschungen nur eine Befestigung mittels Steinbewurf erhalten können. Fig. 32 zeigt zugleich ein Beispiel der Anwendung einer Unterlage von Senkfaschinen (HdI.—Frz.—ZfB. 1862, Bl. 17—IFF. 1885, Pl. 7).

Bei der Kronenbefestigung mittels Spreutlage und Rauhwehr wird ein Auswachsen von Strauch durch die Weidenruten bezweckt, und können bei den Pflasterungen auch die angewendeten Flechtzäune zum Auswachsen kommen.

Buhnen aus gemischtem Material.

Bei diesen Bauwerken kommen Stein- und Kiesschüttungen zusammen mit Sinkstücken, Senkfaschinen und Packwerk, sowie Holzkonstruktionen in verschiedener Weise kombiniert zur Anwendung.

Taf. 1, Fig. 33—34. Buhnen aus gemischtem Material am Nieder-Rhein, wobei der Unterbau aus einem Kieskern *K* mit seitlicher Begrenzung durch Steinschüttung, nebst Senkfaschinen *S* und einer Überdeckung *P* aus Packwerk, und der Überbau aus einem gepflasterten Kieskörper besteht (HdI—IFF. 1885).

Taf. 2, Fig. 1. Buhne aus Pfählen und Steinmaterial am Mississippi. Hierbei sind zwischen den etwa 6 m von einander entfernten Pfahlreihen unterst bis zur Niederwasserhöhe gewöhnlich Faschinen gepackt, und darüber bis zur Mittelwasserhöhe eine Steinschüttung angebracht, auf welcher dann als Überbau ein Steinkörper mit gepflasterten Böschungen und Krone aufgeführt ist. Es sind dort derartige Buhnen bis zu 425 m Länge ausgeführt worden (DB. 1876, S. 531).

» Fig. 2—2a. Amerikanische Buhne am Jamesfluss, bestehend aus einer Bohlwand, welche von einer doppelten, verholmten und verstrebten Pfahlreihe gestützt, und am Fusse durch ein Buschlager mit Steinschüttung gegen Unterwaschung geschützt ist. Den Buhnenkopf bildet ein Bündel von drei kräftigen Pfählen (ZfB. 1895, Ergänz.-Heft S. 15, Bl. VI).

Anordnung des Kopfes bei massiven Buhnen.

Von besonderer Wichtigkeit ist die Ausführung des Kopfes zur Sicherheit gegen Unterwaschung, wofür je nach der Tiefe und der Stärke des Angriffes verschiedene Anordnungen zur Anwendung kommen. Man benutzt hierzu bei weniger starkem Angriff Steinschüttungen, bei stärkeren Angriffen aber Sinkstücke, zusammen mit Senkfaschinen und Steinschüttungen.

Bei Steinbuhnen wird der Kopf in Form eines Steinkegels mit sehr flachen Böschungen, etwa 1:4, ausgeführt (vergl. Taf. 1, Fig. 15), während bei Packwerksbuhnen die folgenden Ausführungen gebräuchlich sind:

Taf. 2, Fig. 3—7 a. Verschiedene Ausführungen des Buhnenkopfes. Die einfachste bei kleinerer Tiefe und schwachem Stromangriff angewendete Anordnung besteht entsprechend Fig. 3 aus einem Steinbewurf, womit die letzte Sinklage zwischen Flechtzäunen versehen wird. Am Fusse wird eine stärkere Steinschüttung angebracht. Es wird aber auch entsprechend Taf. 1, Fig. 22 die letzte Sinklage länger ausgeführt als die übrigen, so dass sie zum Teil über die Flusssohle ausgebreitet ist. — Bei Fig. 4 besteht der Kopf bis auf halbe Wassertiefe aus einem Steinkern, während bei Fig. 5 eine Steinschüttung in Form von einer kürzeren Grundschwelle vorgelegt ist. — Fig. 6—6 a ist eine Anordnung wie sie in der Memel und Oder zur Anwendung gekommen ist, bestehend aus zwei Lagen Sinkstücke von je 1 m Höhe, mit an den Seiten vorgelegten Senkfaschinen, und Steinkegeln an der vorderen Seite. — Fig. 7—7 a zeigt eine in der Elbe angewendete Anordnung, wobei der Kopf nur aus Sinkstücken in mehreren Lagen über einander zusammengesetzt und an der Oberfläche durch einen Steinbewurf abgeglichen ist. Unterst befindet sich eine Lage von Senkfaschinen (Hdl.—Frz.—IFF. 1885, Pl. 7. — DB. 1875, S. 224).

Grundschwellen.

Die Grundschwellen werden in gleicher Weise ausgeführt wie der Unterbau der gewöhnlichen massiven Buhnen, und zwar da sie gewöhnlich stärkeren Angriffen durch die Strömung ausgesetzt sind, meistens aus Steinen, Sinkstücken und Senkfaschinen. Dieselben werden aber auch aus Packwerk sowie nach Art der Grundwehre in Form von Wänden aus Faschinen oder Baumstämmen zwischen Pfählen oder von Spundwänden oder Bohlenwänden hergestellt, bestehend aus verholmten Pfahlreihen mit dagegen angelegten Bohlen und beiderseitigem bis zur Krone reichendem Steinwurf (vergl. I. Teil »Stauwerke«). Letzterer erhält eventuell einen Kern von Senkfaschinen.

Die gegenseitige Entfernung der Grundschwellen richtet sich nach der Stärke der Strömung, und ihre Höhe nach der nötigen Wassertiefe bei niedrigstem Wasserstand.

Taf. 2, Fig. 8. Grundschwellen in der Elbe bei Dresden. Die hier auf Niederwasser auszuführende Regulierung bezweckte nach dem ursprünglichen Entwurfe die Herstellung eines Stromprofils, dessen Breite im Niveau des mittleren Kleinwasserstandes ca. 80 m und dessen grösste Tiefe ca. 1,8 m betragen sollte. Dabei sollten nebst Baggerung an höheren Sohlenstellen — wobei auf selbsttätige Mithilfe

des Stromes wegen des geringen Gefälles und der festen Beschaffenheit der Sohle nicht gerechnet werden sollte — Stellen mit Auskolkungen teils mit Bruchsteinen ausgefüllt, teils durch ein dichtes Gerippe von Grundschwellen (Kopfschwellen) aus Bruchsteinen, wie die hier dargestellte, zur Auflandung gebracht werden sollten. Dieselben haben seitliche Böschungen von 1 : 5 und sind mit einer 0,3 m starken Kiesschicht überdeckt. Die Neigung der Krone richtet sich nach der Gestalt des angestrebten Flussprofils und beträgt die gegenseitige Entfernung der Schwellen von 38 bis 50 m (AB. 1898, S. 73).

Taf. 2, Fig. 9—9 a. Grundschwelle am Mississippi, bestehend aus in mehreren Lagen auf einander geschichteten Sinkstücken. Als Unterlage dient eine mit Steinen belastete Flechtwerk—Matratze (ZfB. 1895, Ergänz.-Heft, Bl. IV).

Zwischenwerke.

Die Zwischen- oder Unterstützungswerke sind buhnenartige Anlagen schwächerer Konstruktion, welche als s. g. Traversen, oder Schlickfänge zwischen den eigentlichen Buhnen zur Beförderung der Verlandung zur Anwendung kommen. Es werden aber derartige Traversen auch als selbständige Querbauten an Stellen mit kleinerer Wassertiefe und weniger starker Strömung, wie manchmal an den konvexen Ufern des Hauptarmes oder zur Verlandung von Seitenarmen grösserer Flüsse, sowie auch als Hauptwerke bei kleineren Flüssen mit mässiger Strömung angewendet. Sie werden oft zuerst nur in einer geringen Höhe ausgeführt, worauf nach vollbrachter Verlandung bis zu jener Höhe unmittelbar oberhalb oder daneben Anlagen gleicher Art errichtet werden. Mitunter werden solche Werke auch als Uferschutz benutzt. Deren Konstruktion ist je nach der Stärke der Strömung, der Wassertiefe und den disponiblen Materialien sehr verschieden. Man verwendet dazu Flechtzäune, gewöhnliche Faschinen, Senkfaschinen, Steinmaterial und Steinkisten.

Taf. 2, Fig. 10. Schematische Darstellung der Anwendung von Zwischenwerken und von selbständigen Traversen. Während an der rechtsufrigen Konkave die Traversen T als Zwischenwerke zwischen den Buhnen B dienen, werden am konvexen linken Ufer die Traversen T_1 als Hauptwerke angewendet.

» Fig. 11—13. Schlickfänge in Form von einfachen Flechtzäunen (Schlickzäune), welche entweder wie in Fig. 11 mittels eines Steinwurfes, oder wie in Fig. 12 und Fig. 13 mittels Spreutlagen am Fusse gegen Unterwaschung gesichert sind (ZfB. 1862, Bl. 17).

» Fig. 14. Schlickfang aus doppeltem Flechtzaun und Steinschüttung dazwischen (Hg.—HdI).

» Fig. 15. Traverse, bestehend aus doppelter, durch Würste oder Langhölzer und starke Pfähle befestigter Spreutlage. Diese Anordnung wird bei den österreichischen Gebirgsflüssen oft angewendet (ÖW. 1887, S. 285).

» Fig. 16—17 a. Traversen aus Senkfaschinen zwischen zwei und drei Pfahlreihen (Hg.—Ch.—HdI.).

» Fig. 18. Traverse aus Faschinen-Packwerk zwischen zwei Pfahlreihen. Die Pfähle haben in der Längenrichtung eine gegenseitige Entfernung

von etwa 2 m. Zwischen den Faschinenlagen ist Beschwerungsmaterial angebracht. Die Krone ist durch aufgepfählte Würste und Pflasterung oder durch Spreutlage oder Rauhwehr befestigt. Die Faschinen werden, wie in der Figur zu ersehen, mit den Wipfelenden abwechselnd nach der einen und der anderen Seite gelegt. Solche Buhnen werden namentlich bei Gebirgsflüssen oft als Hauptwerke angewendet (Hg.—Ch.—Hdl.).

Taf. 2, Fig. 19. Steinkisten-Traverse, bestehend aus einer gewöhnlichen viereckigen Steinkiste als Kopf und einer Verbindung mit dem Ufer, welche aus eingerammten dreieckigen Böcken mit daran genagelten Latten und Steinfüllung besteht. Meistens wird aber auch der hintere Teil in gleicher Weise wie der vordere, also der ganze Körper einheitlich ausgeführt. Ein Beispiel dieser Art ist im III. Teil des »Wasserbaues», Taf. 16, Fig. 1—1 c zu ersehen. Auch diese Anlagen pflegen nur bei Gebirgsflüssen in holzreichen Gegenden angewendet zu werden (Hg.—Ch.—Hdl.).

Massive Leitwerke.

Allgemeine Anordnung.

Die Leitwerke, Leitdämme oder Parallelwerke sind Längsbauten, welche konstruktiv meistens von gleicher Art sind wie die Buhnen. Sie bestehen aus Steinmaterial, Faschinen-Packwerk, Senkfaschinen, Sinkstücken sowie auch aus Bauholz. Dieselben bilden gewöhnlich Dämme mit beiderseitigen Böschungen, etwa 1,2 bis 2 m Kronenbreite, und mit so hoher Kronenlage wie bei den Buhnen, so dass die höheren Wasserstände behufs Verlandung der dahinter befindlichen Teile des alten Bettes darüber hinweg streichen. Um aber auch den gröberen Geschieben, welche sich an der Sohle bewegen, zu jenen Gebieten den Zutritt zu verschaffen, so werden die Leitwerke oft mit Lücken (Verlandungsöffnungen) von gewisser Weite in entsprechenden gegenseitigen Abständen ausgeführt.

So beträgt bei den unten besprochenen Leitwerken in der Donau in Bayern die Weite der Verlandungsöffnungen $^1/_5$ bis $^1/_6$ der normalen Flussbreite (ÖW. 1887, S. 283—86). In der Iller beträgt die Weite der Verlandungsöffnungen 10 m und ist ihre gegenseitige Entfernung an den konkaven Ufern ungefähr doppelt so gross wie an den konvexen, mit Rücksicht darauf, dass die Sinkstoffe mehr nach der ersteren Seite hin getrieben werden (DB, 1888 S. 333).

Auch bei den Leitwerken wird, wie bei den Buhnen, zur Erleichterung der Verlandung oft das Verfahren befolgt, dass die Ausführung anfangs nur bis zu einer kleineren Höhe (als Grundschwellen) geschieht, worauf erst nach Verlandung bis zu jener Höhe, und allfälliger Erweiterung und Vertiefung des Flussbettes auf der entgegengesetzten Seite, mit der Erhöhung fortgesetzt wird.

Zur Minderung der Angriffe des überstürzenden Wassers auf die alten Ufer und zur Beförderung der Verlandung werden die Parallelwerke gewöhnlich durch Queranschlüsse (Traversen, Querdämme, Querbänder, Querzeilen) von kleinerer Höhe mit dem alten Ufer verbunden, welche eine gegenseitige Entfernung

etwa gleich der 2 bis 4 fachen Flussbreite erhalten. Diese Traversen bestehen meistens aus Steinmaterial und aus Faschinen.

Taf. 2, Fig. 20. Regulierung der Loire durch Leitwerke mit Verlandungsöffnungen (ZfB. 1881, Bl. 30).

» Fig. 21. Regulierung der Memel mittels Buhnen und Leitwerken, letztere an Konkaven *ab*, *cd*, und mit Queranschlüssen (ZfB. 1878, Bl. G, H).

Leitwerke aus Steinmaterial.

Die steinernen Leitwerke werden so wie die steinernen Buhnen entweder ganz aus Steinmaterial oder mit einem Kieskern ausgeführt. Dieselben erhalten eine Vorderböschung (wasserseitig) von etwa 1 : 1,5 bis 1 : 2 und eine Hinterböschung von 1 : 1 bis : 1 1,25. Ferner werden meistens auf der Vorderseite oder auf beiden Seiten Bermen angeordnet, was zur Vermeidung von Formveränderungen am Überbau von Wichtigkeit ist.

» Fig. 22—22 a. Regulierung der Elbe und Eger bei Leitmeritz mittels Leitwerken, welche entsprechend dem Querprofil Fig. 22 a aus Steinmaterial und einem Kieskern bestehen (ÖW. 1882, S. 217).

» Fig. 23—23 a. Regulierung der Donau zu Budapest, wobei zuerst niedrige Leitwerke aus Steinmaterial zur Ausführung kamen, an welche später gepflasterte hochwasserfreie Kiesdämme angeschlossen wurden. Letztere wurden aus Baggermaterial hergestellt (ÖZ. 1874, S. 227).

» Fig. 24—25. Profile von Leitwerken bezw. in der Elbe und in der Mosel, erstere ganz aus Steinmaterial, letztere mit einem Kieskern, teils dadurch gewonnen, dass der Boden zu beiden Seiten unter den Steinschüttungen ausgebaggert und nach der Mitte hin geschaufelt wurde. Die erstere Anordnung, wobei sich die Pflasterung ohne Bermen über Krone und Böschungen erstreckt, kann nur an Stellen in Frage kommen, wo die Ausführung bei sehr niedrigem Wasserstand stattfinden kann, und ist nur dort zu empfehlen, wo der Boden so fest ist, dass stärkere Setzungen nicht zu erwarten sind (ÖW. 1887, S. 285—IFF. 1885, Pl. 7—Hdl.).

» Fig. 26. Leitwerk in der Elbe unterhalb Pirna, mit beiderseitigen Steinschüttungen mit abgerundetem und abgepflastertem Kieskern (Hdl.—AB. 1898 S. 73).

» Fig. 27. Leitwerk der Donauregulierung bei Regensburg (Ältere Bauweise, bis 1883). Hierbei geschah die Ausführung in Absätzen, in der Art, dass zuerst der unterste Steinwurfkörper unter Niederwasser als Grundschwelle ausgeführt wurde, worauf erst nach Verlandung des dahinter befindlichen Gebietes bis zu jener Höhe der folgende, bis zur Nullwasserfläche reichende Absatz, zur Ausführung kam, und erst nach Verlandung bis zu dieser Höhe, der bis über Mittelwasser reichende Überbau hergestellt wurde. Dieses Verfahren hat zwar den Vorteil, dass es einen verhältnismässig kleinen Aufwand von Material und Arbeit erfordert, dagegen aber den Nachteil, dass die vollständige Herstellung des Bauwerkes, bezw. die Herbeiführung der angestrebten Regelung des Flussbettes zu lange Zeit beanspruchen kann.

Man ist auch aus diesem Grunde dort von dem Verfahren später abgegangen, und kamen statt dessen die folgenden Anordnungen zur Anwendung (ÖW. 1887 S. 283—ÖM. 1898 Taf. 26).

Leitwerke aus anderen Materialen.

» Fig. 28—29. Leitwerke der Donauregulierung bei Regensburg, nach der jüngeren Bauweise (1883—92). Nachdem bei der Anwendung des in Fig. 27 dargestellten Verfahrens der Fortschritt der Verlandung an vielen Stellen zu langsam

war, so ist man vom Jahre 1883 an zum Faschinenbau übergegangen, und zwar teils unter Benützung der alten Steinwürfe wie in Fig. 28, teils unter Anwendung eines neuen Steinbewurfes auf der Vorderböschung, wie in Fig. 29. Die Ausführung des Faschinen-Packwerkes geschah unter Niederwasser mit geneigten Sinklagen, wie bei den Bühnen beschrieben, während der Überbau mit horizontalen Lagen hergestellt und abgepflastert wurde (ÖM. 1898, S. 199, Taf. 26).

Taf. 2, Fig. 30—31. Leitwerke der Donauregulierung bei Regensburg nach der jüngsten Bauweise (seit 1892). Hier wurde der Körper des Leitwerkes, teils im Anschluss an alte Steinwürfe (Fig. 30), teils mit Benutzung eines neuen Steinbewurfs mit Pflasterung auf der Vorderseite, ganz aus Kies hergestellt und an der Krone mittels Spreutlage und Pflasterung befestigt (ÖM. 1898, S. 199, Taf. 26).

» Fig. 32. Leitwerk aus Packwerk mit vorgelegten Senkfaschinen, bei den bayerischen Flüssen (ÖW. 1887 S. 285—DB. 1888 S. 298).

Taf. 3, Fig. 1. Leitwerk aus Packwerk auf einer Unterlage von Sinkstücken und mit vorgelegten Senkfaschinen (ZfB. 1880, Bl. 59—Hdl.).

» Fig. 2. Leitwerk aus Senkfaschinen mit Steinbewurf. Die Faschinen sind in mehreren Lagen über einander winkelrecht zur Stromrichtung versenkt (Niederrhein) (Hdl.).

» Fig. 3. Leitwerk bestehend aus Sinkstücken in mehreren Lagen (Untere Maas) (HZ. 1885, Bl. 24).

» Fig. 4—4 c. Regulierung der Weser oberhalb Bremen, mittels eines Leitwerkes in Form eines zusammenhängenden Sinkstückes von 2 m Breite, 0,6 bis 1,2 m Höhe und 900 m Länge, welches als Grundschwelle in entsprechende Tiefe unter Niederwasser versenkt wurde. Diese Anlage kam im Jahre 1891 versuchsweise zur Ausführung und bezweckte die Regulierung des Flusses auf Niederwasser, nachdem derselbe vorher durch inklinante Buhnen mit einer Normalbreite von 112 m auf Mittelwasser reguliert worden war. Diese Breite hat sich insofern als zu gross erwiesen, als sich dabei infolge von zu kleiner Schleppkraft des Stromes eine ungenügende Fahrtiefe ergab. Es sollte daher durch dieses Leitwerk in der Mitte der Krümmung die Breite auf 80 m eingeschränkt werden. Dasselbe wurde mit seiner Oberkante etwa 0,8 m unter dem niedrigsten Wasserspiegel angelegt und mit den vorhandenen Buhnen durch sanft nach dem Ufer ansteigende Querbauten verbunden. Das Sinkstück bestand aus Buschwerk zwischen zwei Wurströsten von 15 cm Stärke, welche mittels Buhnenpfählen von 8 cm Stärke und mit verzinktem Eisendraht zusammengehalten wurde. Die Ausführung und Versenkung geschah zwischen zwei Prahmen entsprechend Fig. 4 b und 4 c. Die Kosten betrugen einschliesslich Querbauten 13 680 Mk oder für 1 m Länge 15,20 Mk.

Die Anlage soll nach siebenjährigem Bestehen den Erwartungen vollends entsprochen haben, indem dadurch eine bedeutende Vertiefung des Flusschlauches erreicht wurde (CBl. 1899 S. 269).

Derartige Leitwerke sind später auch bei anderen Flüssen, z. B. in der Elbe bei Stendal mit gutem Erfolg zur Anwendung gekommen.

» Fig. 5. Amerikanischer Leitdamm im Jamesflusse, bestehend aus einer Lage Sinkstücke mit Steinschüttung und zwei Pfahlreihen mit zwischengelegtem losen Busch, welcher nicht mit Steinen belastet ist, sondern gegen Auftreiben durch den die Pfahlreihen verankernden Draht gesichert ist (ZfB. 1895, Erg. Heft, Bl. 11).

» Fig. 6—7. Leitdämme im Delaware. Die erstere Anordnung besteht aus einem auf Sinkstücken oder Sinkmatte hergestellten Steindamm, während Fig. 7 eine Vereinigung von Busch und Steinbau mit wechselnden Schichten von Sinkstücken und Steinschüttung ist, welche bei weichem Untergrund zur tunlichen Verminderung des Gewichtes, wohl auch an Stellen, wo Busch leichter erhältlich ist als Steinmaterial, zur Anwendung kommt (ZfB. 1895, Erg. Heft. S. 14, Bl. V).

» Fig. 8—9. Leitdämme am Delaware, bestehend aus zwei Pfahlwänden und zwischengelegter Steinschüttung. Es sind dort diese Anordnungen stellenweise zur

Anwendung gekommen, wo dieselben geringere Herstellungs- und Unterhaltungskosten bedingen, als die vorgenannten (ZfB. 1895, Erg. Heft, Bl. V & VI).

Taf. 3, Fig. 10—12. Leitwerke am Ohio, wie solche zuerst zur Regulierung einiger besonders ungünstigen Stellen angewendet wurden, und deren erster Erfolg meistens ein befriedigender war. Die Anordnung Fig. 10 besteht aus einer Steinschüttung zwischen zwei Pfahlwänden mit einer Buschmatte als Unterlage und einem Steinkisten-Überbau, während bei Fig. 4 der Boden unter der Steinschüttung mit Pfählen befestigt ist, und die Steinschüttung einen über die ganze Höhe reichenden Steinkistenkern enthält. Fig. 12 zeigt im Lageplan die Art der Anwendung dieser Regulierungswerke, welche somit oben mit einer Krümmung an das Ufer angeschlossen und unten offen sind (ZfB. 1895, Erg. Heft, Bl. V).

» Fig. 13. Amerikanisches Leitwerk, bestehend aus einer Bohlwand, welche sich gegen eine verankerte Pfahlreihe stützt, und zu beiden Seiten durch Steinwürfe befestigt ist (DB. 1884, S. 550).

Vergleich zwischen Buhnen und Leitwerken.

Die Buhnen haben gegenüber Leitwerken den Vorteil, dass bei denselben von der Seite auch gröbere Geschiebe auf das Verlandungsgebiet gelangen können, und dadurch eine schnellere Verlandung ermöglicht wird. Sie ermöglichen es auch allfällige Fehler in der Annahme der Breite des neuen Bettes ohne allzu grosse Kosten zu verbessern. Ein weiterer Vorteil der Buhnen besteht darin, dass ihre Gesamtlänge im allgemeinen kleiner ist, als jene der Leitwerke, zusammen mit ihren Anschlussbauten, daher auch ihre Anlagekosten im allgemeinen kleiner sind. Ferner werden die Buhnen, in dem Verhältnis als die Verlandung fortschreitet, den Angriffen der Strömung entzogen, während die Leitwerke auf der Vorderseite derselben dauernd ausgesetzt sind, und daher eine stärkere Konstruktion und grössere Unterhaltungskosten bedingen.

Dagegen haben die Buhnen den Nachteil, dass sie als Stauwerke wirken und dadurch nicht einen gleichmässigen Flussschlauch ausbilden, sondern ist sowohl für die Ausbildung der Ufer, als auch für die Regelung der Sohle später eine künstliche Nachhilfe erforderlich. Auch sind die Buhnen für die Schiffahrt gefährlicher als Leitwerke, indem letztere dadurch dass sie unmittelbar die neue Begrenzung des Flussbettes bilden, das Wasser völlig zusammenhalten und gleichmässig ableiten, und dadurch die Bildung gefährlicher Wirbel vermieden wird. Es wird hierdurch auch eine gleichmässige Schleppkraft des Flusses entfaltet.

Im allgemeinen verdienen die Buhnen den Vorzug, es können aber Leitwerke vorzuziehen sein an Stellen, wo durch Buhnen die Schiffahrt gefährdet würde (also namentlich in Konkaven) und dort wo die neuen Uferlinien so nahe an die alten fallen, dass Buhnen nicht genügend wirksam sein würden, sowie auch an Stellen, wo viel Baggerboden unterzubringen ist.

Es kann sich daher oft auch eine gemischte oder zusammengesetzte Bauweise empfehlen, so dass etwa in schärferen Konkaven und bei kleiner Entfernung

der neuen Uferlinie von den alten Leitwerken, sonst aber Buhnen zur Anwendung kommen (vergl. Taf. 2, Fig. 21).

Durchlässige Regulierungswerke.

Diese Regulierungswerke kennzeichnen sich dadurch, dass sie durchbrochene Wände bilden, welche wie die massiven Werke entweder als Querbauten oder als Leitwerke zur Anwendung kommen. Der Widerstand, den sie trotz den Durchbrechungen der Strömung entgegenstellen, bedingt es, dass dieselbe hinter den Werken geschwächt auftritt und dadurch die Sinkstoffe zur Ablagerung kommen, nebstdem die gröberen, an der Sohle sich bewegenden Sinkstoffe, durch die Durchbrechungen leichter zu den Ablagerungsgebieten gelangen, als dies bei den massiven Werken der Fall ist.

Feste durchlässige Regulierungswerke.

Diese Bauten bestehen aus eingerammten Pfahlreihen, an welchen Holzstangen oder Drahtnetze befestigt sind. Die einfachsten Anlagen dieser Art sind die bereits als Zwischenwerke besprochenen Schlickzäune. Ähnliche Anlagen werden namentlich in Amerika auch bei grösserer Wassertiefe als selbständige Werke benutzt.

Taf. 3, Fig. 14—15. Einfaches und doppeltes s. g. Steckenfach, bestehend aus einer, bezw. zwei verholmten Pfahlreihen mit zu beiden Seiten befestigten Holzlatten. Solche Regulierungswerke werden namentlich bei den Gebirgsflüssen in den Alpen als Leitwerke oft angewendet (Pr.—Bauernfeind Wasserb.).

» Fig. 16—17, Durchlässige Pfahlbuhnen mit an den Pfählen befestigten Latten, bezw. am Missouri und am Mississippi (ZfB. 1895, Erg.-Heft, Bl. V & III).

» Fig. 18. Pfahlleitwerk mit Latten am oberen Mississippi (ZfB. 1895, Erg. Heft. Bl. III).

» Fig. 19. Zweiteilige durchlässige Pfahlbuhne am Mississippi. Hier ist an der hinteren Pfahlreihe eine Flechtwand angebracht. Die Sohle ist durch losen Busch zwischen Holzwänden und mit Steinschüttung befestigt (ZfB. 5895, Erg.-Heft, Bl. V).

Schwebende Regulierungswerke.

Die einfachsten Anlagen dieser Art bestehen aus Bäumen mit Stamm und Krone, welche in Reihen mittels Steinen am Stammende so belastet und versenkt werden, dass die Krone frei emporschwimmt. Diese Anordnung wird manchmal in Gebirgsgegenden, hauptsächlich als notdürftiger Uferschutz, benutzt. In Amerika sind ähnliche Anlagen der unten beschriebenen Art als eigentliche Regulierungswerke schon vor längerer Zeit zur Anwendung gekommen. Eine besondere Art derartiger Werke sind die von A. Wolf um die Mitte der achziger Jahre an der Isar in Niederbayern mit bestem Erfolg angewendeten Schwebebauten.

Taf. 3, Fig. 20—22. Amerikanische Schwebebauten. Bei der Anordnung Fig. 20 werden Bäume verwendet, welche am Stammende mit Steinen belastet versenkt sind, während das Kronenende mittels eines Schwimmers emporgehalten wird. — Bei Fig. 21 kommen in gleicher Weise Seile zur Anwenduug, woran Zweige befestigt sind. — Fig. 22—22 a ist ein Einschränkungswerk, bestehend aus einer Pfahlreihe und einem daran gehängten Drahtgitter. Die Pfähle sind oben durch Zangenhölzer mit einander verbunden, an welchen das obere Ende des Drahtgitters befestigt ist, während das untere Ende mit Gewichten belastet ist, so dass das Gitter in schiefer Richtung an der Sohle anliegt. Diese ursprünglich am Missouri und am Mississippi angewendete Konstruktion, wurde hauptsächlich bei Querbauten benutzt, an Stellen wo gewöhnliche Buhnen und Leitwerke wegen zu grosser Beweglichkeit des Bodens nicht zu halten waren. Damit die Pfähle nicht losgespült werden, wird die Sohle mittels Matratzen oder Matten von der im »Uferbau« (III. Teil des »Wasserbaues«) beschriebenen Art befestigt (ZfB. 1883, S. 275—CBl. 1883, S. 141—ÖW 1889, S. 197, Bl. E).

» Fig. 23—28. Anordnung der Wolf'schen Schwebebauten. Diese Anlagen sind Leitwerke *AC*, zuweilen auch Traversen *BD* (Fig. 23), bestehend aus eingerammten, einfachen, oder gewöhnlich doppelten Pfahlreihen, zwischen welchen gewöhnliche Faschinen in einer dichten Reihe so angebracht sind, dass sie mit dem Kopfende an einer in der Wasserfläche liegenden, an den Pfählen befestigten Stange *a* als Drehachse pendelnd hängen (Fig. 24 b), so dass die Wipfelenden gegen das Altwasser hin frei niederhängen (Fig. 24—24 a). Zu dem Zwecke sind die Faschinen zwischen je zwei etwa 2,5 m von einander entfernten Pfählen zu einer zusammenhängenden Gruppe oder Tafel (s. g. Gehänge) in der Art vereinigt, dass die Stange *a* durch die Köpfe durchgesteckt, und mittels Draht und eines an jedem Pfahl hinten angesetzten Nagels *d* (Fig. 24 b) aufgehängt ist. Anfangs geschieht das Aufhängen meistens in Niederwasserhöhe, es wird aber später das Gehänge event. höher gehoben. Zur Sicherung der Gehänge gegen ein Losreissen bei niedrigeren oder höheren Wasserständen ist noch bezw. unterhalb und oberhalb je eine Stange *b* und *c* an den Pfählen befestigt, wodurch auch gleichzeitig die Pfähle gegenseitig abgesteift werden.

Bei der Isarregulierung erhielten die Pfähle 20 bis 25 cm Durchmesser und wurden so tief geschlagen, dass sie mit etwa $^2/_3$ ihrer Länge im Boden steckten und mit dem oberen Ende über Nieder- oder Mittelwasser zu stehen kamen. Bei grösserer Höhe würden sie bei Hochwasser leicht durch Treibholz umgedrückt werden. Sie wurden ferner mit einem leichten Glockenschuh aus Blech von 0,6 bis 0,7 kg Gewicht versehen (vergl. »Grundbau« Taf. 12 Fig. 36).

Zur Sicherung der Pfähle gegen Unterwaschung befindet sich gewöhnlich hinter der die Gehänge tragenden Pfahlreihe, in etwa 2,5 m Entfernung, eine zweite Pfahlreihe, welche mit der vorderen durch Querriegel *EB* verbunden ist. Letztere sind durch lange Drahtstifte an den Pfählen befestigt (Fig. 24 b). Bei stärkerer Strömung können auch drei Pfahlreihen erforderlich sein (Fig. 28). Damit ferner die Gehänge nach Aufnahme von viel Wasser und Verschlickung nicht zu tief sinken, werden dieselben entsprechend Fig. 24 mittels einer zweiten durchgesteckten Stange an den Querriegeln aufgehängt.

Auf diese Art wirken nun die Gehänge als eine Art Klappen, gegen welche die Strömung anstösst und teilweise abgelenkt wird, so dass dieselbe geschwächt unter den Gehängen in das Verlandungsgebiet gelangt, und dort die Sinkstoffe ablagert. Der wichtigste Vorteil der Gehänge besteht aber darin, dass die an der Sohle fortbewegten gröberen Geschiebe unbehindert in das Verlandungsgebiet gelangen können, und dadurch die Verlandung in hohem Grad beschleunigt wird.

Wenn in scharfen Konkaven das Ufer sehr stark angegriffen wird, so kann ein solches Leitwerk anfangs ungenügend sein, um die Strömung gegen das Ufer genügend zu schwächen. Es werden dann zum Schutz des Ufers noch besondere Schutz-

werke in Form von Traversen *BD* (Fig. 23) von gleicher Art wie die Leitwerke angewendet. Auch werden zur Vermeidung von zu starken Stauwirkungen und Kolken, sowie zur Beförderung der Verlandung, oft die Gehänge nicht sofort als s. g. geschlossene Gehänge auf die ganze Länge des Bauwerkes ausgeführt, sondern wird abwechselnd etwa ein Doppelfeld von 5 m Länge verhängt und darauf eines offen gelassen.

Die Figuren 25—27 zeigen den Fortgang der Verlandung und die Bildung des neuen Ufers, entsprechend den Normallinien *ABCD* (Fig. 24). Fig. 25 zeigt den Zustand, wo die Verlandung bis zur Höhe des Niederwassers vor sich gegangen ist. Es wird dann das Verlandungsgebiet gegen ein Fortspülen durch das Hochwasser durch Berauhwehrung *CM* versichert. Dabei sind die Gehänge mit ihren Enden teilweise in die abgelagerten Sinkstoffe eingebettet, und hat sich um die vordere Pfahlreihe herum eine mehr oder weniger tiefe Auskolkung *GF* gebildet. Es werden nun die Gehänge herausgezogen und wird nach Füllung des Kolkes und Herstellung der richtigen Böschung durch Steinwürfe und Kies, die Böschung entsprechend Fig. 26 durch Versenken der alten Faschinen und Steinbewurf befestigt, nachdem die alten schlammgefüllten Gehänge als solche nicht mehr zu verwenden sind. Sodann wird für den weiteren Aufbau des Ufers oben ein neues Gehänge *G* über der Wasserfläche aufgelegt, unter welchem bei höheren Wasserständen die Geschiebemassen noch bis zu einer gewissen Höhe aufgelandet werden, wonach bei höheren Ufern event. noch künstliche Aufschüttungen und eine Böschungsbefestigung mittels Spreutlagen und Pflasterung erfolgt (Fig. 27).

Bei stärkerer Strömung und weniger festem Grund war in einzelnen Fällen eine besondere Befestigung der Sohle erforderlich, was entsprechend Fig. 28 durch Versenken von alten Gehängen und Darüberlegen von Senkfaschinen geschah. An Stellen, wo die neuen Uferlinien seichtes Wasser oder Kiesbänke überschritten, welche über der Wasserfläche lagen, wurden Gehänge entsprechend bezw. Fig. 29 und Fig. 30 angewendet.

Taf. 3, Fig. 31—32. Anwendungsbeispiele der Wolf'schen Regulierungswerke an der Isar. Dieser Fluss hat oberhalb Landshut im Mittel ein Gefälle von 1 : 500 und unterhalb ein solches von 1 : 1000, mit Abweichungen auf kürzeren Strecken zwischen 1 : 200 und 1 : 1500. Die Wassermenge beträgt zwischen etwa 60 und 1200 cbm, bei gewöhnlichem Hochwasser ca. 700 cbm/Sek, die Tiefe in den regulierten Strecken im Baubezirk Landshut zwischen 1,2 und 2,0 m, die Normalbreite 68,5 m und die gewöhnliche Geschwindigkeit 2,2 m. Der Boden besteht meistens aus Kies, Sand, Ton und Schlamm von mittelfeiner Beschaffenheit. Grössere Eisgänge kommen fast niemals vor.

Nachdem bis zum Jahre 1885 ein grösserer Teil des Flusses mittels gewöhnlicher massiver Bauten reguliert worden war, kamen seit jener Zeit stellenweise die Wolfschen Werke zur Anwendung. Eine solche Strecke von 11 km Länge liegt unmittelbar oberhalb Landshut, wovon ein Teil in Fig. 31 dargestellt ist. Der Lageplan zeigt den ursprünglichen Zustand des Flusses und den Zustand ungefähr 1 Jahr nach Einführung der Regulierungswerke. In seinem ursprünglichen Zustand war der Fluss in zahlreiche Zweige zersplittert, welche von demselben teils zugleich, teils zu verschiedenen Zeiten eingenommen wurden, infolge dessen eine Regulierung mittels massiver Werke bedeutend grössere Schwierigkeiten und grösseren Zeitaufwand bedingt hätte, als dies durch die Anwendung der Gehänge der Fall gewesen ist. Es wurde nämlich hierdurch der neue Flussschlauch in einem Zeitraum von kaum 3 Jahren vollständig ausgebildet.

Wie aus dem Lageplan zu ersehen, wurden die Regulierungswerke an einzelnen Stellen anfangs nur teilweise ausgeführt. So wurde beispielsweise am linken Ufer zwischen Km. 0,6 und 1,2 von dem 0,5 km langen Leitwerk im Jahre 1887 nur ungefähr $^1/_3$ ausgeführt und der Rest erst im folgenden Jahre. Zwischen diesem Leitwerk und dem alten rechtseitigen Ufer erübrigte ursprünglich nur ein Abstand

von einigen Metern, allein bis zum Ende des Jahres 1887 wurde durch Abschwemmen der Flusschlauch schon ungefähr bis zur halben Normalbreite erweitert. In gleicher Weise wurde der folgende Seitenarm am linken Ufer zwischen Km. 1,1 und 1,4 im Jahre 1887 nur teilweise abgesperrt, nämlich durch einen schiefen Einleitungsbau und ein Leitwerk, dessen Länge nur ungefär $^1/_3$ der ganzen Öffnung entspricht. Zwischen Km. 1,3 und 1,6 wurde am rechten Ufer ein Leitwerk nebst dahinter befindlichen transversalen Schutzwerken im Jahre 1887 ganz ausgeführt. Am gegenüberliegenden Ufer musste wieder ein grösseres Landgebiet durch den Fluss abgetragen werden, was im Jahre 1888 bereits vollkommen erreicht war.

Fig. 32 zeigt die Regulierung des Flusses an einer besonders schweren Stelle bei Oberpöring. Hier nahm der Fluss in seinem natürlichen Lauf oberhalb der Brücke gegen das linke Ufer eine solche Richtung, dass dasselbe stark zum Abbruch kam und dadurch die Zufahrt zur Brücke gefährdet wurde, während die gegenüber gelegene Sandbank stark zunahm. Hierdurch kam zugleich die Strömung in eine immer mehr schiefe Richtung gegenüber der Brückenachse, wodurch der Durchgang der Flösse zwischen den Jochen immer schwerer wurde. Es wurde daher beschlossen, bei der Regulierung den neuen Ufern oberhalb der Brücke entsprechend den gestrichelten Linien eine entgegengesetzte Krümmung zu geben, zu welchem Zwecke der linksufrigen Normallinie entlang ein Leitwerk *AB* von ca. 300 m Länge angelegt wurde. Hiervon wurde anfangs am oberen Ende ungefähr $^1/_5$ der Länge offen gelassen, und erst später, nachdem sich das neue Flussbett durch Abschwemmen der gegenüber liegenden Sandbank erweitert, vollständig geschlossen. Zum Schutz des angegriffenen Ufers gegen die Strömung, vor genügender Ablenkung derselben, wurde hinter dem Leitwerk ein Schutzwerk *CD* angelegt. Nach ungefähr drei Jahren war das neue Flussbett vollends ausgebildet und das Gebiet hinter dem Leitwerk zum grossen Teil verlandet (ZfB. 1886—DB. 1888—ÖW. 1887, 1889, S. 235—TFF. 1888—IFF 1888).

Vor- und Nachteile der durchlässigen Regulierungswerke.

Die durchlässigen Regulierungswerke haben gegenüber den geschlossenen den Vorteil, dass bei denselben die gröberen Sinkstoffe leichter in das Verlandungsgebiet gelangen, und dadurch die Verlandung rascher vor sich gehen kann, nebstdem sie sich durch grössere Einfachheit und leichtere Ausführbarkeit, und daher durch kleinere Anlagekosten auszeichnen. Ein wesentlicher Vorteil dieser Anlagen besteht ferner in der leichten Veränderlichkeit derselben, so dass in zweifelhaften Fällen mit der Herstellung versuchsweise vorgegangen werden kann, und bei ungünstigem Erfolg rechtzeitig und ohne grössere Kosten Änderungen vorgenommen werden können.

Diese Regulierungswerke sind aber nur bei sinkstoffreichen, namentlich kiesführenden Flüssen mit Erfolg anzuwenden, da es notwendig ist, dass die Verlandung in verhältnismässig kurzer Zeit vor sich gehe, damit die Anlagen nicht früher durch Unterwaschung zerstört werden. Nachdem ferner diese Anlagen nicht so wie die massiven Werke gegen Eisgänge genügend widerstandsfähig sind, so sind dieselben bei Flüssen mit stärkerem Eisgang entweder gar nicht, oder nur in der Weise anzuwenden, dass sich die Pfähle entsprechend tief unter demjenigen Wasserstand befinden, bei welchem der Eisgang stattzufinden pflegt. Ein Nachteil dieser Regulierungswerke besteht auch darin, dass sie überall dort, wo bei

festerem Boden Pfähle nur mit grossen Kosten oder gar nicht einzutreiben sind, nicht angewendet werden können.

Sperrdämme.

Die Sperrdämme, auch Sperrbuhnen, Zuschlüsse, Abbaue oder Kupierungen genannt, sind Anlagen zur Absperrung von Nebenarmen von Flüssen, behufs Vereinigung der Wassermengen im Hauptarme, meistens unter gleichzeitiger Verlandung der ersteren. Im allgemeinen kann die Absperrung entweder allmählich oder plötzlich geschehen, ersteres durch Anwendung von Buhnen, wodurch eine allmähliche Verminderung des Querprofils durch Verlandung erreicht werden kann, letzteres durch über die ganze Breite geführte Sperrdämme. Je nachdem eine mehr oder weniger schnelle oder gar keine Verlandung des Nebenarmes angestrebt wird, werden die Sperrdämme entweder so niedrig ausgeführt, dass sie bei gewissen Wasserständen überflutet werden, oder so, dass sie über den höchsten Wasserstand reichen (hochwasserfrei). Im ersteren Falle hat man wieder Sperrdämme zu unterscheiden, welche als Grundschwellen zur Ausführung kommen, so dass sie unter dem Mittelwasser, oder unter dem Niederwasser liegen, oder sie werden so hoch ausgeführt, dass nur die höheren Wasserstände darüber hinweg fliessen. Letzteres bedingt zwar höhere Anlagekosten, kann aber erforderlich sein, wenn es erwünscht ist, dem Hauptarme sobald als möglich grössere Wassermengen zuzuführen, während hochwasserfreie Sperrdämme erforderlich sein können, wenn der Damm zugleich als Fahrweg oder als Leinpfad dienen soll. Oft werden die Sperrdämme zuerst mit geringer Höhe ausgeführt, so dass die stärker füllenden gröberen Sinkstoffe darüber hinweg gelangen, worauf sie erst nach entsprechender Verlandung erhöht werden.

Der örtlichen Lage nach kann sich ein Sperrdamm entweder am oberen Ende (Einlauf-Mündung), oder am unteren Ende (Auslauf-Mündung) oder dazwischen befinden. Die Lage am oberen Ende hat den Vorteil, dass dabei der Flussarm sofort vollständig abgesperrt werden kann, und dass der Damm dann bei schiffbaren Flüssen in einer Fortsetzung des Leinpfades liegt und für den Übergang desselben benutzt werden kann. Dagegen hat aber diese Lage den Nachteil, dass bei höherer Lage der Krone nur feinere oder gar keine Sinkstoffe über dieselbe hinweg gelangen, daher die Verlandung längere Zeit in Anspruch nehmen oder ganz ausgeschlossen sein kann, wenn nicht Sinkstoffe durch den Rückstau vom unteren Ende hinein gelangen, wie dies bei kleinerer Länge des Armes und kleinerem Gefälle der Fall sein kann. Die Lage am unteren Ende hat zwar den Vorteil der leichteren Verlandung, jedoch den Nachteil dass bei stärkerem Gefälle das Wasser dem Sperrdamm mit grösserer Geschwindigkeit zufliesst, wodurch die Ausführung erschwert

wird und eine stärkere und kostspieligere Dammkonstruktion erforderlich ist, nebstdem dabei nur der untere Teil des Armes verlandet wird, während sich bei kleinerem Gefälle im Arm totes Wasser befindet, und dadurch die Verlandung nur langsam vor sich geht. Es wird daher meistens die Lage am oberen Ende vorgezogen.

Für die Lage der Sperrdämme ist ferner auch die Beschaffenheit der Ufer massgebend, indem zur Erreichung guter Anschlüsse für das Bauwerk feste, und entsprechend hohe Ufer vorhanden sein müssen. Die letztere Bedingung ist gewöhnlich am unteren Ende nicht erfüllt, da sich dort das ganze Gefälle des Armes konzentriert, und daher für den Sperrdamm meistens eine Höhe erforderlich ist, welche diejenige des natürlichen Ufers überragt. Man ist daher bei grösserem Gefälle meistens genötigt, die Absperrung am oberen Ende oder zwischen den Enden anzulegen. Oft werden zur Sicherheit gegen einen allfälligen Durchbruch auch Sperrdämme an mehreren Punkten dess Flussarmes angelegt.

Der Form nach werden die Sperrdämme entweder geradlinig oder in einem nach aufwärts gekrümmten Bogen ausgeführt. Die letztere Anordnung hat wie bei den Wehren den Vorteil, dass das überstürzende Wasser nach der Mitte hin konzentriert wird, und dadurch die Ufer nicht angegriffen werden. Bei geradliniger Form ist es sowohl zur möglichsten Vermeidung von Angriffen gegen die Ufer, als auch zur Erreichung der kleinsten Länge des Dammes am besten, wenn derselbe winkelrecht zur Richtung des Armes steht. Bei der Anwendung des Dammes für den Leinpfad erhält aber derselbe oft eine zum Hauptarme parallele und dadurch eine zum Nebenarme schiefe Richtung. Nachdem in diesem Falle das Ufer an der Seite des spitzwinkligen Anschlusses vom überstürzenden Wasser angegriffen wird, so ist hier meistens eine besonders starke Uferbefestigung erforderlich. In einzelnen derartigen Fällen ist nebst dem gewöhnlichen Uferdeckwerk noch ein besonderer Anschluss in Form einer den spitzen Winkel abschneidenden Traverse angelegt worden.

Die Ausführung der Sperrdämme geschieht durch gleichzeitiges Vorbauen von beiden Ufern aus, und ist oft insofern mit Schwierigkeiten verbunden, als mit zunehmender Absperrung der Aufstau und damit der Wasserdruck und die Schleppkraft des noch durchströmenden Wassers in bedeutendem Grade zunehmen kann. Es ist daher bei diesen Anlagen in noch höherem Grade als bei den Buhnen, ein dichter Anschluss an die Ufer mittels entsprechend tief eingreifender Wurzeln, sowie eine vorherige Befestigung der Sohle mittels eines Sturzbettes gegen Auskolkung erforderlich. Hierzu sowohl, als auch für den Dammkörper werden Steinschüttungen, Senkfaschinen, Sinkstücke oder Faschinen-Packwerk verwendet. Ausserdem kommt beim Dammkörper auch Kies und Erdmaterial zur Anwendung.

Um die überstürzenden Wassermassen nach der Mitte hin zu konzentrieren, wird die Krone an den Ufern höher angelegt, als in der Mitte.

Taf. 4, Fig. 1—1 b. Kleinere Sperrdämme im Kamenica-Fluss in Galizien. Dieselben waren in der ersten Anlage von gleicher Art, wie die Schlickzäune zwischen den Buhnen, nämlich bestehend aus doppelten Flechtzäunen von 0,6 m Höhe und 1,5 m gegenseitigem Abstand, mit zwischengelegter Steinschüttung. Dieselben wurden sowohl am oberen Ende des abzusperrenden Flussarmes bei *bc* und *cd*, als auch weiter unten bei *ef* angelegt. Später wurde an der Einmündung über jener Anlage entsprechend Fig. 1 b ein Steindamm errichtet (ÖZ. 1876, Bl. 26).

» Fig. 2—2 a. Sperrdamm im Nogatfluss bei Weissenburg. Dieser Sperrdamm wurde im Jahre 1853 unterhalb der Einlaufmündung bei *B* errichtet und besteht aus einem Packwerkskern mit beiderseitigen Einfassungen von je einem Damm aus aufeinander geschichteten Sinkstücken (ZfB. 1862, Bl. 14).

„ Fig. 3—3 a. Schwetzer Sperrdamm in der Weichsel. Wie aus dem Grundriss Fig. 3 zu ersehen, ist dieser Damm bogenförmig, mit tangentiellem Anschluss an das Ufer, sowohl an der oberen als auch an der unteren Seite, und mit doppelter Wurzel angelegt. Entsprechend dem Querprofil Fig. 3 a besteht der Dammkörper zur Hälfte aus über einander geschichteten Sinkstücken *S* und zur Hälfte aus Kies, mit einem gemeinsamen Packwerksüberbau *P*, dessen Krone mittels Spreutlage befestigt ist (ZfB. 1858, Bl. 35).

» Fig. 4. Sperrdamm im Neckar bei Mannheim, bestehend aus einem Packwerkskörper *F* mit vorgelegtem Kiesdamm *K*, dessen Böschung oberhalb mittels Rauhwehr *R* befestigt ist, während die Krone und der obere Teil der Böschung des Packwerkskörpers gepflastert und der untere Teil durch vorgelegte Senkfaschinen befestigt ist (AB. 1871, Bl. 67).

» Fig. 5. Sperrdamm, welcher zuerst als Grundschwelle mittels zweier Sinkstücklagen *S* und vorgelegten Senkfaschinen *F* ausgeführt wurde, worauf an diesen Unterbau der eigentliche Damm aus Faschinenpackwerk *F* mit hintergelegtem Kieskörper angeschlossen wurde. Die Krone ist beim Kieskörper mittels Spreutlage und beim Packwerkskörper mittels Pflasterung befestigt (HdI.—CBl. 1892, S. 328).

b. Durchstiche.

Die Durchstiche sind neue, auf künstlichem Wege hergestellte Flussbetten, zur Kürzung von einzelnen oder mehreren auf einander folgenden Flusskrümmungen. Hierdurch kann eine Erleichterung der Schiffahrt, eine Senkung des Wasserspiegels durch Erhöhung der Geschwindigkeit infolge der Vergrösserung des relativen Gefälles, eine Vermeidung von Eisstopfungen bei Eisgängen, sowie eine bessere Abführung der Geschiebe bezweckt werden.

Der für die Schiffahrt erwachsende Vorteil besteht darin, dass sich die Schiffe durch die sanften Krümmungen der Durchstiche leichter bewegen, als durch die oft scharfen Krümmungen des natürlichen Flusslaufs, während mit der Senkung des Wasserspiegels eine Vermeidung von Überschwemmungen und eine Besserung der Abwässerung (Vorflut) der angrenzenden Ländereien bezweckt werden kann. Die Erleichterung der Abfuhr des Eises beruht gleichfalls auf der Abschaffung scharfer Krümmungen, und bezweckt die Vermeidung von Überschwemmungen infolge von Eisstopfungen.

Gegenüber diesen Vorteilen haben die Durchstiche dagegen den Nachteil, dass durch die grössere Geschwindigkeit die Fahrtiefe verkleinert und die Bergfahrt sowie die Bewässerung der Ländereien erschwert wird. Auch kann die Ausführung von Durchstichen in grösserer Länge bei einer Flussstrecke zur Folge haben, dass der dadurch bedingte schnellere Abfluss der Hochwässer eine gleichzeitige Anhäufung grösserer Wassermengen, bezw. Überschwemmungen im unteren Lauf des Flusses verursacht. Ausser diesen Umständen hat man bei der Projektierung von Durchstichen zu berücksichtigen, dass die Geschwindigkeit ein gewisses, von der Beschaffenheit des Bodens abhängiges Maximum nicht überschreiten darf.

Die Ausführung der Durchstiche geschieht entweder durch vollständigen Aushub (mit vollem Profil) oder nur teilweisen Aushub desselben, wobei im letzteren Falle nur ein Graben oder Kanal (Leitgraben, Cunette) ausgeführt wird, dessen Breite bei kleineren Flüssen etwa $^1/_5$ bis $^1/_2$ und bei grösseren etwa $^1/_{20}$ bis $^1/_{10}$ der Normalbreite des Durchstichs betragen kann, während das übrige dem Abtragen durch die Strömung überlassen wird. Dieser Kanal wird bei geraden Durchstichen in der Mitte, bei gekrümmten in der Nähe des konvexen Ufers angelegt, damit in Anbetracht der schnelleren Abtragung auf der konkaven Seite beide Ufer möglichst gleichzeitig erreicht werden.

Der teilweise Aushub hat den Vorteil kleinerer Anlagekosten, und kommt daher auch meistens zur Anwendung, hat aber den Nachteil, dass die fortgeschwemmten Erdmassen leicht unterhalb des Durchstichs abgelagert werden und zur Bildung von für die Schiffahrt hinderlichen Untiefen Veranlassung geben können, welche eventuell durch Baggerung beseitigt werden müssen. Es ist daher dieses Verfahren nur dort am Platz, wo entweder die durch den Fluss abzutragenden Massen nicht so gross sind, dass ihre Ablagerung im Fahrwasser jene Unzukömmlichkeit zur Folge haben kann, oder wo durch unterhalb angelegte Regulierungswerke jene Massen in den aufzulandenden Gebieten abgelagert werden können. Es ist daher auch angezeigt, bei mehreren anzulegenden Durchstichen nicht alle gleichzeitig auszuführen, sondern erst nach vollständiger Ausbildung des obersten den folgenden in Angriff zu nehmen, da sonst durch die von oben kommenden Massen die unteren Durchstiche leicht versandet werden.

Der Aushub mit vollem Profil kann auch dort in Frage kommen, wo die ausgehobenen Massen zu anderen Zwecken, wie etwa zur Ausführung von Deichen u. s. w. Anwendung finden können.

Die Ausführung des Aushubes geschieht vom unteren nach dem oberen Ende zu, damit das eindringende Grundwasser einen Abfluss findet, und damit die Ausführung durch die Strömung nicht gestört werde. Es wird dann mit dem Aushub fortgeschritten, bis am oberen Ende nur ein schmaler Erddamm übrig bleibt, welcher am besten unmittelbar vor einem Hochwasser geöffnet wird. Je nach dem

Umfang der Arbeit geschieht der Aushub über Wasser durch Handarbeit oder mittels Bagger, während unter Wasser beim Überschreiten einer gewissen Tiefe (etwa 0,3 m) auf jeden Fall gebaggert werden muss.

Zur Sicherung des Flussbettes innerhalb der neuen Ufer werden dieselben bei der Ausführung des Durchstichs in vorhinein durch Deckwerke befestigt, was bei teilweisem Aushub durch Herstellung besonderer Gräben längs der Ufer geschieht. Nachdem ferner bei teilweisem Aushub unmittelbar nach Öffnung des Durchstichs im ausgehobenen Profil die gesamten Hochwassermengen oft nicht Platz finden, so werden an den Ufern, behufs Zusammenhaltens der Wassermassen, bis zur vollen Ausbildung des Profils, Leitdämme angelegt.

Soll mit der Ausbildung des Durchstichs gleichzeitig eine Verlandung des alten Armes stattfinden, so wird dieser ganz oder teilweise offen gehalten, und geschieht dann dort die Ablagerung der Sinkstoffe infolge der Abnahme der Geschwindigkeit durch die Minderung der Wassermenge. Sonst wird das alte Bett durch einen hochwasserfreien Sperrdamm abgebaut.

Taf. 4, Fig. 6—6 a. Durchstich im Gailfluss in Kärnten (Österreich). Es wurde hier bei einer Normalbreite des Durchstichs von 40 m ein Kanal von 15,0 m Breite und in diesem noch ein besonderer Sohlengraben von 3 m Breite und 1 m Tiefe ausgehoben. Das ausgehobene Material wurde zur Herstellung von seitlichen Leitdämmen *D* verwendet. Die neuen Ufer wurden durch Trockenmauern und vorgelegte Steinwürfe in vorhinein befestigt (ÖZ. 1889, Taf. II).

» Fig. 7—7 c. Durchstiche bei der Donauregulierung zwischen Erbach und Ulm. Die Talsohle besteht hier aus sandigem Lehm, und es nahmen im Laufe der Zeit Uferbrüche auf der einen und Anlandungen auf der anderen Seite immer mehr zu, wodurch eine stetige Änderung der Krümmungen vorkam, die mit wachsender Ausbildung der Bögen immer rascher vorsichging, bis zuletzt die Serpentinen wieder geschlossen wurden. Hierdurch entstanden mannigfaltige Altwasser, welche als geringwertiges, oder gar unfruchtbares Gelände übrig blieben (Fig. 7). Eine solche Verwilderung machte sich auch in den Eigentumverhältnissen unangenehm geltend, da die Anlandungen Eigentum des Besitzers des anstossenden Grundstücks sind, während die Abbrüche für einen Anderen verloren gehen.

Durch die Regulierung mittels mehrerer Durchstiche mit befestigten Ufern sollten nicht nur diese Zustände verbessert, sondern auch eine raschere Abfuhr der Hochwässer erreicht werden, indem dadurch das Gefälle von 0,0008 bis 0,0005 auf 0,0012 bis 0,0008 erhöht werden sollte. Schiffahrt wird auf diesem Teil der Donau nicht betrieben.

Die Ausführung der 50 m breiten Durchstiche geschah entsprechend Fig. 7 b durch Ausheben eines Leitgrabens von 7 m Breite mit senkrechten Wänden, nebstdem zur Sicherung des Ufers beiderseitige Ufergräben mit 0,5 m Sohlenbreite und 1 $^1/_2$ fachen Böschungen zur Ausführung kamen, welche am Fusse durch vorgelegte Senkfaschinen und mit Rasensatz befestigt wurden. Das Material der Ufergräben wurde zur Herstellung von Uferdämmen mit 2 m Kronenbreite und 1 $^1/_2$ füssigen Böschungen verwendet. Der Graben wurde in geraden Strecken in der Achse des Durchstichs, in Krümmungen aber gegen das konvexe Ufer hin verschoben angelegt. Der Einlauf in den Graben wurde zur Entlastung des Flusses doppelt ausgeführt, der Auslauf in die alte Flussstrecke aber gegen das Altwasser abgebogen (Fig. 7 a), um die Resultierende der beiden Strömungen nach der Achse der folgenden Durchstichstrecke hin zu lenken, indem sonst bei *A* Schaden angerichtet worden wäre.

Die Sperrdämme des alten Laufes wurden entsprechend Fig. 7 c aus Packwerk hergestellt, mit einer Kronenbreite von 3,0 m, 1 füssigen Böschungen und 0,9 m Höhe über Niederwasser. Die Höhe der Kieslagen nebst Faschinendeckung betrug 25 cm (CBl. 1885, S. 426).

Taf. 4, Fig. 8. Durchstich der Langen Bucht in der Weser unterhalb Bremen, eröffnet im Jahre 1885. Dadurch dass früher bei Hochwasser eine Überflutung des linksseitigen Ufers eintrat, und dabei die bezüglichen Hochwassermengen dem Stromschlauch entzogen wurden, entstanden erhebliche Versandungen des Flussbettes, welche für die Schiffahrt hinderlich waren. Der Durchstich bezweckte die Beseitigung dieser Übelstände, und handelte sich bei dieser Begradigung des Flusses ausser der Anlage des 2,4 km langen, in vollem Profil ausgeführten eigentlichen Durchstichs, auch um eine Verschiebung des rechten Weserufers oberhalb und unterhalb des Durchstichs auf je rd. 1 km Länge, um etwa Strombreite.

Die Ausführung geschah innerhalb drei Baujahren, wobei eine Bodenbewegung von rd. 2 000 000 cbm erforderlich war. Hierdurch ist die Länge der Weser auf dieser Strecke um 1,1 km verkürzt worden. Die Gesamtkosten einschliesslich des Grunderwerbes betrugen 2 360 000 Mark (CBl. 1885, S. 360).

» Fig. 9—9 a. Doppeldurchstich in der Oder bei Janusckkowitz (Oder-Kanalisierung). Die Herstellung dieses Durchstichs erfolgte im Jahre 1891. Die Ausführung geschah entsprechend dem Profil Fig. 8 a, indem hier zwei an der Sohle je 4 m breite Gräben *A* und *B* hergestellt, und deren 3 füssige Böschungen durch Packwerk befestigt wurden. Die Abtreibung des zwischenstehenden Kernes *K* von ca. 30 m Breite und rd. 24 000 cbm Inhalt wurde der Stromkraft überlassen. Die Befestigung der Böschungen des Durchstichs geschah über Mittelwasser durch Spreutlagen, unter Mittelwasser durch Deckwerke und Faschinenpackwerk. Zur Erlangung der nötigen Fahrtiefe musste aber mit dem Bagger nachgeholfen werden. Das abgeschwemmte Material fand im Flusse zwischen den Buhnen genügend Platz zur Ablagerung. Der grösste Teil des beim Aushub der beiderseitigen Gerinne gewonnenen Materials wurde zur Verschüttung der abgesperrten Teile des Flusses benutzt.

Die Absperrung des alten Oder-Laufes geschah durch zwei Sperrdämme aus Faschinenpackwerk bei *A* und *B*, die in der Höhe des Mittelwassers von beiden Ufern aus vorgebaut wurden, bis ein Zwischenraum von etwa 8 m Breite erübrigte, welcher durch ein ebenso langes und 6 m breites Sinkstück geschlossen wurde (AB. 1898, S. 4, Bl. 1).

» Fig. 10. Rhein- und Neckar-Durchstiche bei Mannheim. Diese grossartige, Ende der sechziger Jahre ausgeführte Regulierungsarbeit bezweckte die Beseitigung der Scharfen Krümmungen, welche die beiden Flüsse früher hier bildeten Die abgeschnittenen alten Flussarme werden als Flosshafen benutzt, welcher am unteren Ende ganz offen geblieben ist, während er oben abgesperrt, und vom Neckar aus durch eine Schleuse zugänglich ist (AdP. 1891 I, Pl. 17—AB. 1871).

» Fig. 11—11 a. Donaudurchstich bei Wien. Dieser in den Jahren 1870—75 ausgeführte Durchstich ist wohl die bedeutendste bisher zur Ausführung gekommene Anlage dieser Art. Derselbe hatte einen mehrfachen Zweck. Wie aus dem Lageplan Fig. 11 zu ersehen, hatte früher die Donau bei Wien ein sehr unregelmässiges, in zahlreiche Arme zersplittertes und von scharfen Krümmungen beschwertes Bett, was sowohl für die Schiffahrt sehr ungünstig war, als auch bei Hochwasser und namentlich bei den Eisgängen zu Stauungen und dadurch verursachten Überschwemmungen Anlass gab, unter welchen ein grösserer Teil der Stadt regelmässig zu leiden hatte. Diesen Übelständen sollte durch Schaffung eines einheitlichen Bettes, durch Zusammenfassung der Wässer und Abbau der Seitenarme in der Art abgeholfen werden, dass in der 13,27 km langen Strecke von Nussdorf bis Albern zwei grosse, in einer sanften Krümmung geführte Durchstiche angelegt werden sollten, und zwar der obere Durchstich bei Wien von Nussdorf bis zur Stadlauer Eisenbahnbrücke, in der Länge von 6638 m und der un-

tere Durchstich vom Steinsporenhaufen bis Albern von 2548 m Länge. Hierdurch sollte zugleich der Strom näher an die Stadt herangerückt werden, so dass der Durchstich als Hafen dienen, und das rechte Ufer zu einem Landungskai ausgebildet werden sollte.

Der Durchstich bei Wien wurde mit vollem Profil, in der ganzen Breite von 284,5 m und in der vollen mittleren Stromtiefe von 3,46 m unter Null, mit einer gesamten Masse von rd. 12 278 000 cbm, unter Benützung des Aushubes zur Aufhöhung und Ausgleichung der beiderseitigen Ufergebiete und zur Ausfüllung der Altwässer, sowie zur Ausführung eines Hochwasserdammes (Deiches) am linken Ufer ausgeführt. Beim unteren Durchstich wurde in der ganzen Länge nur ein längs des rechtseitigen Ufers geführter Kanal von 113,8 m Breite ($^2/_5$ der Normalbreite) und 2,5 m Tiefe unter Null ausgehoben, und die Abtragung auf die volle Breite dem Strome überlassen.

Das Normalprofil (Fig. 11 a) des neuen Flussbettes setzt sich aus zwei Teilen zusammen, nämlich dem Hauptbette von 284,5 m Breite und 3,16 m Tiefe für gewöhnliche Wasserstände, und dem durch den Deich begrenzten Nebenbette am linken Ufer (Inundationsgebiet) von 474,2 m Breite und 1,8 m Tiefe. Das gesamte Hochwasserprofil hat demnach eine Breite von 758,7 m.

Zu den Regulierungsanlagen der Donau bei Wien gehörte noch eine Vorrichtung zur Absperrung der Einlaufmündung des Donaukanals bei Nussdorf gegen Hochwasser und Eisgänge, mittels eines s. g. Sperrschiffes. Dieser Kanal ist ein alter Donauarm, welcher die Stadt durchzieht und den Schiffsverkehr mit dem Inneren der Stadt vermittelt, und welcher infolge seiner niedrigen Ufer eine ständige Quelle der Überschwemmungsgefahr für die Stadt bildete. Das Sperrschiff ist ein Schwimmtor von 48,5 m Länge, 9,5 m Breite und 5,7 m Höhe, welches gegen Anschläge an den Ufermauern angelegt und durch Einbringung von Wasserballast bis zu 3,56 m Tiefe versenkt wird. Damit durch den Raum zwischen der Unterkante des Schiffes und der Kanalsohle kein Eisrinnen stattfinden könne, wird ein Nadelwehr mit Nadeln aus Walzeisen angebracht, welche sich oben gegen das Schiff und unten gegen einen gemauerten Drempel anlegen.

Einschliesslich dieser Vorrichtung kostete die Regulierung der Donau bei Wien rund 30 Millionen Gulden (bezw. 60 Mill. Kronen). Durch diese Anlagen wurde der Hochwasserspiegel um 1,3 m gesenkt und ist hierdurch, sowie durch die unbehinderte Ableitung der Wasser- und Eismassen die Stadt seitdem vor jeder Überschwemmung bewahrt geblieben.

Allein während dieser Hauptzweck der Regulierung vollständig erreicht worden ist, hat sich der weitere Zweck, die Verbesserung der Schiffahrtsverhältnisse vorläufig nicht in dem erwünschten Grade erfüllt. Man hat nämlich hier wie allerwärts die Erfahrung gemacht, dass das für Mittelwasser hergestellte Bett zu breit ist, um den in demselben bei niedrigeren Wasserständen ausgebreiteten Wassermassen eine genügende Schleppkraft zu geben, infolge dessen sich Sandbänke bilden wodurch der Stromstrich zum Serpentinieren kommt, Kolke und Furten mit seichten Stellen sowie Stromschnellen entstehen, welche bei niedrigeren Wasserständen der Schiffahrt hinderlich sind.

So zeigten sich auch beim Donaudurchstich bei Wien bald Sand- und Kiesbänke von bedenklichen Ausmassen und Höhenlagen, welche trotz kostspieliger Baggerungen regelmässig wiederkehrten, und am rechten Kaiufer die Aufrechterhaltung der zum Anlegen der Schiffe erforderlichen Tiefe sehr erschwerten. Zur Behebung dieses Übelstandes wurde in neuester Zeit eine Regulierung des Durchstichs auf Niederwasser in der Art vorgenommen, dass das Bett vom linken Ufer aus auf eine Breite von nur 160 m bei Niederwasser eingeengt wurde. Dies geschah durch Anwendung von steinernen Niederwasser-Leitwerken, deren Krone 2,3 m unter Null liegt und welche durch Queranschlüsse mit dem Ufer verbunden sind. Letztere steigen nach dem Ufer zu, von 2,3 m bis 1,3 m unter Null und haben eine Neigung

von 75 Graden gegen den Stromstrich. Hierdurch sollte bei niedrigstem Wasserstand eine genügende Schleppkraft und genügende Fahrtiefe für vollbeladene Schleppzüge erreicht werden.

Zur Regulierung der Sohle dienen Sohlschwellen, welche an den Ufern 4 m und in der Mittellinie 5 m unter Null liegen. Dieselben dienen zur Beseitigung der Kolke und zur gleichmässigen Ausbildung des Längenprofils. Zu den Leitwerken und Queranschlüssen wurden Wurfsteine, zu den Sohlschwellen Steinblöcke verwendet (ÖZ. 1871—DB. 1871, 1873, 1881—Techn. Führer durch die österr. Abteilg. an der Weltausstellung in Paris 1900).

c. Wildbachverbauungen.

Die Oberläufe derjenigen Flüsse, welche sich durch ein stärkeres Gefälle als etwa 1 : 100 kennzeichnen werden Gebirgsflüsse, und deren Zuflüsse, welche in ihren wildesten Teilen oft Gefälle von über 1 : 30 aufweisen, und vielfach durch Stromschnellen und Wasserfälle unterbrochen sind, Wildbäche genannt. Während die Regulierung der Gebirgsflüsse mit den oben geschilderten Mitteln geschieht, sind zur Bändigung reissender Wildbäche s. g. Verbauungen erforderlich, welche die Verhinderung der Geschiebebildung und die Zurückhaltung der in die Wildbäche gelangenden Geschiebe bezwecken, um zu vermeiden, dass dieselben in Form von Schuttwellen (Murgängen) weiter zu Tal geführt werden, wo deren Anhäufung zur Bildung von Schuttkegeln (Moränen), Verschüttungen von urbarem Boden, zu Stauungen, Überschwemmungen und Versumpfungen Veranlassung geben.

Die Geschiebe entstehen durch Abbrüche und Niederschwemmen von lockerem Erdboden durch Regen und Hagel an den im Niederschlagsgebiete befindlichen Hängen und Gerinnen (s. g. Runsen und Schluchten), sowie durch Abtragen von Sohle und Ufern bei den Wildbächen selbst.

Da die Geschiebebildungen umso stärker sind, je grösser die abfliessenden Wassermengen, bezw. die Geschwindigkeit, je steiler das Gelände und je lockerer der Boden ist, so umfassen die Wildbachverbauungen auch eine Befestigung der Hänge, und Anstalten zur Minderung der Hochwassermengen. Dies kann durch Berasung und Bewaldung (Aufforstung) erreicht werden, indem die Pflanzendecke und die Waldungen sowohl die Erdoberfläche gegen ein Niederschwemmen der Erde befestigen, als auch auf das abfliessende Wasser zurückhaltend wirken und dadurch eine Verzögerung des Hochwasserabflusses bewirken. Nachdem aber diese Massnahmen in das Gebiet des Forstwesens gehören, so sollen dieselben hier nicht weiter besprochen werden.

Nebst der Bepflanzung und Aufforstung kann auch noch einer Verbauung der Hänge, Gerinne und der Bäche selbst, zur Minderung der Abbrüche,

Zurückhaltung der Geschiebe, Minderung der Geschwindigkeit des Wassers, und eventuell auch zur Verzögerung des Hochwasserabflusses, in Frage kommen.

Die Verbauung der Hänge geschieht am einfachsten durch Flechtzäune, welche hier in gleicher Weise angewendet werden wie bei der Befestigung der Ufer, daher diesbezüglich auf den III. Teil des »Wasserbaues» (Uferbau) verwiesen wird. Statt Flechtzäunen können auch hier Wurstfaschinen benutzt werden, welche mittels Pfählen an der bezüglichen Fläche befestigt werden. Bei steilen Hängen können zur Verhinderung von Abrutschungen auch Stützmauern aus Trockenmauerwerk zur Anwendung kommen. Die Verbauung der in die Wildbäche einmündenden Gerinne und der Wildbäche selbst geschieht durch Anlage von s. g. Sperren, welche bei kleinerer Höhe Grundschwellen, Sohlschwellen oder Barren, bei grösserer Höhe Talsperren genannt werden. Dieselben sind wehrartige Bauten aus Holz oder Mauerwerk, welche den Zweck haben, durch Minderung der Geschwindigkeit ein Auskolken der Sohle und der Ufer zu vermeiden, und die Geschiebe zurückzuhalten. Zur Vermeidung der Unterkolkung dieser Bauwerke durch das überstürzende Wasser erfordern dieselben vorne immer eine Befestigung der Sohle durch Anlage eines Sturzbettes, welches aus einem Faschinenbett, oder meistens aus einem entsprechend tief eingreifenden Bruchsteinpflaster, das bei starker Neigung der Sohle stufenförmig ausgeführt wird, oder besser aus einem Steinwurf besteht. Oft erstreckt sich diese Befestigung bis zur folgenden Sperre, welche Anlagen dann Wildbach-Schalen genannt werden.

Eine besondere Art von Talsperren sind diejenigen, welche zum Zwecke haben, den Hochwasserabfluss zu verlangsamen. Es sind dies Sammelbecken (Stauweiher) von der bei den »Wasserversorgungsanlagen» im II. Teil des »Wasserbaues» besprochenen Art, welche hier entweder ausschliesslich nur zum Zwecke des Zurückhaltens der Hochwässer erbaut werden (Retentions-Talsperren), oder zugleich als Nutzwasserbecken zur Bewässerung von Ländereien, zur Wasserversorgung von Städten, oder für Kraftanlagen dienen. Diese Anlagen bestehen aus Erddämmen oder Staumauern, bei denen das Wasser durch besondere Ablässe zum Abfluss kommt.

Hölzerne Sperren.

Die hölzernen Sperren, haben den Vorteil der Einfachheit und Billigkeit, dagegen den Nachteil geringer Haltbarkeit. Sie können daher nur bei kleinerer Höhe und weniger starken Angriffen in Frage kommen. Die einfachsten Anordnungen dieser Art bestehen aus Flechtzäunen, angepfählten Faschinenzäunen oder Baumstämmen, welche eine Höhe von etwa 0,5 bis 1,0 m, bei starkem Gefälle eine gegenseitige Entfernung von etwa 1 bis 2 m erhalten. Sie werden zu s. g. lebenden Sperren, wenn Pfähle und Reisig zum Auswachsen gebracht

werden. Nach Ausfüllung der so gebildeten Felder durch die Geschiebe werden neue Zäune hergestellt und ist so die Sohle oft bis zu bedeutenden Höhen gehoben werden. Wenn diese Grundschwellen, wie dies häufig der Fall ist, auch bei niedrigeren Wasserständen unter Wasser bleiben, so sind dieselben sehr dauerhaft, und können ein Alter von 30 bis 40 Jahren erlangen.

Bei grösserer Höhe bestehen die Holzsperren aus rauhen Baumstämmen (rauhe Baumsperren) nach Art der gleichartigen hölzernen Überfallwehre, in Form von einfachen Blockwänden welche mit Steinmaterial und Kies hinterfüllt werden, oder in Form von Steinkisten.

Dieselben werden ohne besondere Widerlager entsprechend tief in die Uferwände eingebaut, und erhalten oft eine nach der Mitte zu abnehmende Höhe, um bei kleineren Wassermengen den Absturz nach der Mitte zu konzentrieren.

Taf. 5, Fig. 1. Grundschwelle aus Baumstämmen, oder Faschinen, wie solche bei der Verbauung der Wildbäche in den österreichischen Gebieten der Elbe, Oder und Weichsel üblich sind. Das Sturzbett besteht aus Faschinen (CBl. 1895, S. 259-262—ÖM. 1898, S. 210, Taf. 30).

» Fig. 2—6. Hölzerne Talsperren, angewendet in der Zizauer Rinnse (Wildbach) bei Gundersheim im Gailtal in Kärnten. Um einen Teil des Rinnsen-Grabens, der sich in steter Bewegung befand teilweise zu fixieren, wurden im Jahre 1881 auf eine Länge von 360 m neun niedere hölzerne Talsperren erbaut, wobei je nach der Breite und Form des Tales diese vier verschiedenen Typen zur Anwendung gekommen sind. Es wurde nämlich an den im Längenprofil des Tales (Fig. 6) mit N:o 1 bis 9 bezeichneten Punkten, an drei Stellen die Anordnung Fig. 2, an vier Stellen Fig. 3, an einer Stelle Fig. 4 und an zwei Stellen die Anordnung Fig. 5 angewendet, und dadurch bei einer Gesamthöhe der 8 vordersten Sperren von 18,7 m anstatt der ursprünglichen Neigung der Bachsohle von 1 : 2,8 ein Ausgleichsprofil von 1 : 3,3 erreicht. Zur Erreichung einer dem Gleichgewichtsprofil entsprechenden Neigung von 1 : 6 wären zehn Talsperren mit einer Gesamthöhe von 80 m erforderlich gewesen.
In solchen Fällen ist es notwendig, dass bei vollständiger Entwickelung des Ausgleichsprofils, dasselbe durch weitere Anlagen fixiert werde, widrigenfalls das Erreichte mehr oder weniger wieder verloren gehen kann (ÖZ. 1882, S. 17—CBl. 1883, N:o 30).

Steinerne Talsperren.

Bei stärkeren Angriffen und grösseren Höhen kommen steinerne Sperren zur Anwendung. Dieselben werden zumeist aus Trockenmauerwerk, bei besonders starken Angriffen und grosser Höhe aber in hydraulischem Mörtel in Form von liegenden Gewölben, nach Art der steinernen Wehre ausgeführt. Bei der Ausführung in Mörtel erhält die Mauer für den Abfluss des Sickerwassers besondere Sickerkanäle (Dohlen). Man verlegt die steinernen Sperren wo möglich an Stellen, wo sie einen Anschluss gegen Felswände finden, widrigenfalls für den Anschluss besondere Widerlager erforderlich sind.

Die Kronendicke der Mauer wird zwischen etwa 1,5 und 4,5 m angenommen. Gegen die Unterwaschung des Fusses durch das überstürzende Wasser

wird, ausser der Befestigung der Sohle durch ein steinernes Sturzbett (Pflaster oder Steinwurf, wovon aber ersteres meistens ungenügend), auch das Mittel angewendet, dass die Krone über die Flucht der vorderen Mauerfläche hinaus verbreitert wird, um dadurch den abstürzenden Wasserstrahl entsprechend weit vom Mauerfusse weg auffallen zu lassen. Dies geschieht entweder durch Anbringung eines hölzernen Bodens auf der Krone, welcher in Form einer Abschusstenne entsprechend weit über die Mauerflucht hinaus verlängert wird, oder durch Anlage eines gegen die Seitenwände sich stützenden Brückengewölbes neben der Mauerkrone. Zu gleichem Zwecke werden auch behufs Minderung der überstürzenden Wassermassen besondere Seitenkanäle angelegt, durch welche ein Teil des Wassers abgeleitet wird.

Taf. 5, Fig. 7—7 a. Talsperre aus Trockenmauerwerk, als Muster der Steinsperren, wie solche bei den Wildbachverbauungen in den österreichischen Gebieten der Elbe, Oder und Weichsel üblich sind. Die Krone ist muldenförmig ausgeführt, um die überstürzenden Wassermassen von den Ufern abzulenken und nach der Mitte zu konzentrieren. Dies ist aber bei leicht zerstörbarer Sohle weniger vorteilhaft, als eine Verteilung der Angriffe auf die ganze Breite. Das Sturzbett besteht hier aus Pflaster (CBl. 1895, S. 259—62).

» Fig. 8—8 c. St. Danieler Talsperre im Gailtal in Kärnten. Diese nach gleichem Muster wie zahlreiche andere unter gleichen Verhältnissen im Gailtal angelegte Bauwerke dieser Art, wurde im Jahre 1879 ausgeführt und hatte zum Zwecke sowohl eine Konsolidierung des Bachbettes, als auch das Zurückhalten der aus den oberen Regionen kommenden Geschiebe, zur Vermeidung einer Schädigung der unterhalb gelegenen Gebiete (Fig. 8 c). Das Mauerwerk wurde in hydraulischem Mörtel ausgeführt, und wurde während der Ausführung das Wasser durch einen besonderen Abflusskanal von 1,0 $\times$ 0,8 m Weite abgeleitet. Bei den anderen Sperren waren je nach der Wassermenge mehrere solche Kanäle erforderlich.

Die Krone bildet hier einschliesslich der 4 m breiten Mulde für die Ableitung des Kleinwassers, welche auf der Seite des festeren Ufers angelegt wurde, vier Abflusszonen, so dass der Angriff des Vorfeldes bei höherem Wasser in der Weise erfolgt, wie es die Widerstandsfähigkeit des Bodens an verschiedenen Stellen am besten verträgt. Da das Fundament hier nicht auf Felsboden, sondern auf Schottergrund ruht, erscheint die in der Figur angedeutete Befestigung des Sturzbettes durch einen verhältnismässig schwachen Steinwurf (Fig. 8 b) ungenügend (ÖZ. 1882, S. 17, Bl. 14, 15).

» Fig. 9. Stranig-Talsperre im Gailtal in Kärnten. Bei dieser zu gleichem Zwecke und in gleicher Weise um dieselbe Zeit (1879) wie die obige ausgeführten Anlage zeigte sich schon innerhalb eines Jahres eine bedenkliche Unterwaschung der Steinschüttung, weshalb zur Festhaltung der neuen stärkeren Steinschüttung in 8 m Entfernung vom Mauerfusse eine Steinkiste angelegt und deren Vorfeld gleichfalls durch eine Steinschüttung befestigt wurde (ÖZ. 1881, S. 17, Bl. 14, 15).

» Fig. 10. Osselitzen-Talsperre im Gailtal in Kärnten. Auch bei dieser in den Jahren 1877—80 gleichfalls auf Schottergrund ausgeführten Sperre, welche bis dahin die grösste im Gailtale war, hatte man die gleiche schlechte Erfahrung bezüglich der Haltbarkeit des Sturzbettes gemacht, indem auch hier die ursprünglich nur aus einem Pflaster bestandene Befestigung der Sohle bereits im ersten Jahre nahezu gänzlich zerstört wurde. Es wurde daher hier, um die Einwirkung des

Übersturzwassers vom Mauerfusse zu entfernen, nachträglich an der Krone die in der Figur ersichtliche hölzerne Abschusstenne angebracht. Dadurch wurden die Wasserangriffe vom Objekte um 5 m entfernt, und hier für das Sturzbett ein kräftiger Steinwurf angebracht. Die Krone wurde hier muldenförmig ausgeführt, was sich bei der leichten Zerstörbarkeit der Sohle als nicht vorteilhaft erwiesen hatte (ÖZ. 1882, S. 17).

Bei der später (1883—84) im Oberlaufe des Gailflusses nach gleichem Muster ausgeführten Wetzmann-Talsperre geschah die Versicherung des Vorfeldes in vorhinein mittels eines mächtigen rohen Steinwurfes, der in der Entfernung von 10 m von Stauwerk durch eine Pfahlwand geschlossen wurde. Es hat sich dieses als das einzige wirksame Befestigungsmittel erwiesen, welches dadurch dass die Steine der allfälligen Abnagung folgen, durch das Nachsinken sofort die Stellen erkennen lässt, wo ein Nachfüllen nötig ist. Diese Sperre sollte die Geschiebezufuhr aus dem Oberlauf des Gailflusses so lange zurückhalten, bis es möglich wurde, durch Wiederbewaldung des Niederschlagsgebietes die Verhältnisse zu bessern. Hier war es wegen des reichlichen Wasserzuflusses nötig, dasselbe durch drei Abflussöffnungen von 1 m Breite und 1,5 m Höhe abzuleiten. Diese Öffnungen wurden nach Vollendung des Bauwerkes nicht wasserdicht geschlossen, um bis zum Eintritt der vollen Verlandung Schlamm und kleines Geschiebe, welche der Fluss leicht wegschwemmen kann, durchzulassen, und die dann in den Ablagerungsgebieten liegen blieben, wo sie dem Aufkommen des Pflanzenwuchses förderlich waren (CBl. 1885, S. 246, 254).

Taf. 5, Fig. 11—11 d. Madruzza-Talsperre des Fersinabaches bei Trient, erbaut im Jahre 1884 behufs Zurückhaltens der Geschiebe des in nächster Nähe der Stadt in die Etsch ausmündenden Baches, nebstdem das dadurch gewonnene Gefälle für das Elektrizitätswerk der Stadt Trient ausgenutzt werden sollte. Das interessante Bauwerk befindet sich in einer schmalen Schlucht von 80 m Tiefe, und sehr verschiedener, stellenweise nur 2 m betragender Breite. Die Sperre hat eine Höhe von 41 m und ist in Form eines vertikalen Gewölbes aus grossen Quadern zwischen den Felswänden eingebaut.

Zur Sicherheit des Fusses gegen Unterwaschung erhielt die Krone ein Gewölbe vorgebaut, welches die Vorderfront der Sperre um 6 m überragt. Behufs Zugänglichkeit der Vorderseite der Mauer an allen Stellen sind an derselben in verschiedenen Höhen auf Steinkonsolen ruhende Podeste angebracht, welche von oben durch eine Wendeltreppe zugänglich sind, und unter einander durch Leitern in Verbindung stehen (ÖZ. 1892, N:o 13).

» Fig. 12—12 b. Talsperre im Lenobache bei S. Colombano in Südtirol, ausgeführt im Jahre 1883, anlässlich der durch die Hochwässer im Jahre 1882 verursachten bedeutenden Schäden. Diese Sperre zeichnet sich dadurch aus, dass sie einen seitlichen Ableitungskanal erhielt, wodurch erreicht wurde, dass nur bei grösserem Hochwasser ein Übersturz und dieser nur mit verminderter Gewalt stattfindet. Das Aussprengen dieses Kanals hatte auch noch den Vorteil, dass dadurch eine grössere Menge Steinmaterial für den mächtigen Steinwurf des Sturzbettes gewonnen wurde (Fig. 12 a). Das Bauwerk ist in starkem Bogen angelegt, hat eine Höhe von 14 m über dem ehemaligen Wasserspiegel und ein 4,5 m tiefes Fundament, welches vorne weit unter den Steinwurf des Sturzbettes verlängert ist. Die Anlagekosten betrugen 52 700 Gulden (ÖZ. 1892, N:o 52).

Talsperren zur Verzögerung des Hochwasserabflusses.

An Stellen wo durch die Hochwässer viel Schaden angerichtet wird, werden manchmal Talsperren angelegt, welche eine Minderung der Hochwassermengen be-

zwecken, was in der Art erreicht wird, dass durch diese Anlagen ein Teil der dem bezüglichen Tal zufliessenden Hochwassermengen zurückgehalten wird, um dann in kleineren Mengen abgelassen zu werden. Doch werden diese Bauten mit Rücksicht auf die hohen Anlagekosten gewöhnlich gleichzeitig zu Wasserversorgungszwecken angelegt, weshalb auch mehrere derartige Talsperren bei den »Wasserversorgungsanlagen» (Wasserbau, II. Teil) besprochen worden sind (z. B. Taf. VI, Fig. 18—Taf. A, Fig. 5—5c Taf. B, Fig. 1). Es sind aber solche Anlagen auch nur als reine Retentions-Werke zur Verzögerung des Hochwasserabflusses zur Ausführung gekommen. Im folgenden soll noch ein Beispiel der ersteren Art, und ein solches der letzteren Art angeführt werden.

Taf. 6, Fig. 1—1 a. Stauweiher des Wienflusses bei Wien. Um die Hochwassermengen des Wienflusses (hauptsächlich mit Rücksicht auf die in letzterer Zeit vorgenommene teilweise Einwölbung desselben im Stadtgebiete) möglichst zu mindern, wurde beschlossen, bei einem Teil der Zuflüsse Stauweiher zu errichten, deren Inhalt gleichzeitig zur Wasserversorgung der Stadt durch eine Wiental-Wasserleitung benutzt werden sollte. Fig. 1 zeigt die Lage, das Niederschlagsgebiet und das Wasserversorgungsgebiet, und Fig. 1 a die Längenprofile dieser vier Stauweiher, von welchen einer (Wolfsgraben-Reservoir) im Jahre 1897 zur Ausführung gekommen ist. Derselbe ist durch einen Erddamm abgesperrt, dessen Anordnung im II. Teil des »Wasserbaues» (S. 17) besprochen wurde (AB. 1898 —ÖZ. 1897).

» Fig. 2—2 b. Wasserstube am Aglsboden bei Sterzing in Tirol. Diese im Jahre 1880 erbaute Retentions-Talsperre bezweckt nur eine Verzögerung des Hochwasserabflusses und besteht aus einer Staumauer mit bogenförmigem Grundriss, welche in drei Etagen mit stets offenen Ausflussöffnungen (Fenstern) versehen ist, die selbsttätig der Reihe nach, in dem Masse als das Wasser hinter der Mauer steigt, in Wirksamkeit treten. Die Öffnungen haben 0,9 qm Fläche (unten 1,0 m, oben 0,8 m breit, und 1,0 m hoch) und sind so berechnet, dass das abfliessende Wasser dem Tal keinen Schaden zufügen kann. Die Sperre wird an Ort und Stelle »Wasserstube» genannt, weil dort ähnliche Anlagen als Stauanlagen für Holztriften gebräuchlich sind, und daher den Bewohnern dieser Ausdruck mundgerecht ist (ÖW. 1881, N:o 29).

B. Kanalisierung der Flüsse.

Wenn bei einem Fluss infolge von ungenügender Wassermenge mittels Regulierung die für die Schiffahrt erforderliche Fahrtiefe nicht zu erreichen ist, so ist dies oft durch die Kanalisierung möglich. Dieselbe bezweckt eine künstliche Vergrösserung der Tiefe durch Aufstau mittels Wehren. Desgleichen kann bei zu grosser Geschwindigkeit, wie dies namentlich bei Stromschnellen der Fall ist, dieselbe durch Kanalisierung gemindert werden, was entweder durch Minderung des relativen Gefälles, oder gleichfalls durch Aufstau, oder durch beides zugleich erreicht wird.

Bei der Kanalisierung eines Flusses durch eine Reihe von Wehren, wird derselbe in eine Art Kanal verwandelt, wobei die Staustufen den Kanalhaltungen

entsprechen. Der Durchgang der Schiffe an den Wehrstellen geschieht durch Kammerschleusen, welche entweder im Flusse, meistens anschliessend an das eine Ufer, oder in einem das Wehr umgehenden Seitenkanal angebracht sind. Die Lage im Flusse hat den Nachteil, dass dabei die Schleuse einer Beschädigung durch Hochwasser und Eisgang ausgesetzt ist, und der Abfluss des Hochwassers durch die Schleuse behindert wird, sowie, dass hier die Ausführung der Schleuse schwerer zu sein pflegt als im Kanale. Die ersteren zwei Übelstände können vermieden werden, wenn man die Schleuse in eine Vertiefung im Ufer, hinter die Flucht desselben verlegt. Es sind aber Seitenkanäle nur bei niedrigen Ufern angezeigt, da sonst ihre Herstellungskosten zu hoch werden können.

Bei der Lage der Schleuse im Flussbette kann sich das Wehr entweder an das Oberhaupt, oder an das Unterhaupt oder dazwischen anschliessen. Ersteres hat den Nachteil, dass die Schiffe leicht gegen das Wehr getrieben werden, weshalb in diesem Falle ein die Einfahrt zur Schleuse begrenzender Trennungsdamm von entsprechender Länge in der Verlängerung der Schleussenwand erforderlich ist. Die Lage des Wehres am Unterhaupte hat dagegen den Nachteil, dass hier durch das vom Wehre abstürzende Wasser die Einfahrt beeinträchtigen werden kann, daher auch hier ein Trennungsdamm erforderlich zu sein pflegt. Es ist daher die Lage des Wehres vom Charakter des Flusses abhängig; im allgemeinen aber wird die Lage am Unterhaupt vorgezogen, teils weil es immer erwünscht ist, den Schiffen oben einen möglichst grossen Spielraum zugeben, teils weil sich der genannte Übelstand dieser Lage gewöhnlich weniger fühlbar macht. So wurden beispielsweise bei der Oderkanalisierung früher die Wehre in die Mitte zwischen Ober- und Unterhaupt, bei den neuesten Anlagen in der oberen Oder aber an das Unterhaupt verlegt (vergl. AB. 1898, Bl. 2—ZfB. 1899, 1900).

Bei lebhafter Flösserei werden die Wehre für den Durchgang der Flösse auch noch mit einer besonderen Flossrinne von etwa 9 bis 12 Weite versehen, bestehend aus einer Öffnung von entsprechender Weite, welche mit einem leicht und rasch beweglichen Verschluss (Klappenwehr oder Nadelwehr) versehen ist.

Zur Regelung der Wasserstände, namentlich zur unschädlichen Ableitung der Hochwässer, sowie auch zur möglichsten Vermeidung der Ablagerung von Sinkstoffen im Flussbette, und der dadurch bedingten Minderung der Fahrtiefe, werden die Wehre bei den Flusskanalisierungen teilweise oder meistens ganz als bewegliche Wehre ausgeführt (meistens Nadel- oder Klappenwehre). Da der Stau gewöhnlich nur bei niedrigen Wasserständen erforderlich ist, so wird oft bei höheren Wasserständen ein Teil des Wehres als Schiffsdurchlass offen gehalten, wodurch die mit dem Durchschleusen verbundenen Zeitverluste vermieden werden.

Diese Durchlässe, wie auch die Flossrinnen werden, mit Rücksicht auf die Möglichkeit seitlicher Stösse durch gemauerte Pfeiler eingefasst.

Bei der Feststellung der Stauhöhen hat man zu berücksichtigen, dass die Ufer so hoch sein müssen, dass durch den Aufstau weder die Abwässerung der angrenzenden Ländereien, noch der Betrieb bestehender Wasserkraftanlagen beeinträchtigt wird, noch eine schädliche Erhöhung des Grundwasserstandes eintritt. Da sich ferner bei Hochwasser die kanalisierten Flüsse wie die nicht kanalisierten verhalten, so soll der Kanalisierung immer eine Regulierung auf Hochwasser und Mittelwasser vorausgehen, und kann namentlich eine Befestigung der Ufer, Beseitigung von Schiffahrtshindernissen und die Anlage von Deichen zum Schutz gegen Überschwemmungen erforderlich sein.

Die Kanalisierung hat gegenüber der Regulierung den Vorteil, dass dabei die gewünschte Wassertiefe unabhängig von der vorhandenen Wassermenge sicher zu erreichen ist, da die Tiefe niemals unter jene des hydrostatischen Stauspiegels sinken kann, nebstdem bei der Kanalisierung für die Schiffahrt eine Erleichterung der Bergfahrt erwächst. Mit der Kanalisierung lässt sich auch der Vorteil einer Gewinnung von Wasserkraft aus dem Stau verbinden.

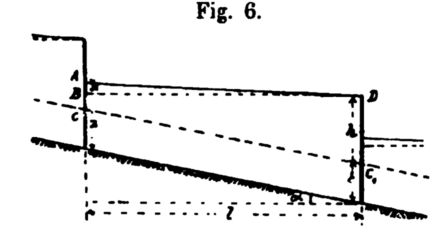
Dagegen hat die Kanalisierung den Nachteil, dass dadurch bei der Talfahrt für die Schiffe die bewegende Kraft des Wassers verloren geht, daher die Kanalisierung namentlich dort vorteilhaft sein kann, wo der Frachtenverkehr hauptsächlich aufwärts gerichtet ist. Ein weiterer Nachteil der Kanalisierung besteht in den mit der Schleusung verbundenen Zeitverlusten. Auch hat die Minderung der Geschwindigkeit in den Staustufen stets eine mehr oder weniger starke Versandung, bezw. eine Erhöhung der Sohle des Flussbettes zur Folge, dem zwar durch regelmässige Spülungen, durch Öffnen der Wehre entgegengewirkt werden kann, wofür aber dennoch kostspielige Baggerungen erforderlich sein können. Im allgemeinen sind bei den Kanalisierungen auch die Anlage- und Unterhaltungskosten grösser, als bei den Regulierungen, wozu noch die Betriebskosten für die Wartung der Schleusen und Wehre kommen.

Bei Flüssen wo die Fischerei eine wichtige Rolle spielt, haben die Kanalisierungen auch noch den Nachteil, dass durch die Wehre den Wanderfischen der Weg gesperrt wird. Dieser Übelstand kann zwar durch die Anlage von Fischwegen (Fischpässen) in einem gewissen Grade behoben werden, es unterliegt aber keinem Zweifel, dass der Aufstieg der Fische nichts destoweniger beeinträchtigt wird. Bezüglich der Ausführung der Wehre und Fischwege wird auf den I. Teil des »Wasserbaues« verwiesen.

I. Kanalisierung gewöhnlicher Flussstrecken.

Hier geschieht die Kanalisierung durch Anlage einer Reihe von auf einander folgenden Staustufen. Die dabei erforderlichen Höhen der Wehre sind umso grösser, je grösser die Länge der Staustufen ist, und bestehen zwischen denselben folgende Beziehungen. Bezeichnet h die Höhe des Wehres über dem Niederwasserspiegel, l die Länge der Staustufe, CC_1 (Textfig. 6) den ungestauten Niederwasserspiegel, t die ursprüngliche Tiefe, AD den hydraulischen (wirklichen) und BD den hydrostatischen Stauspiegel, z die kleinste zulässige Fahrtiefe, $J = l \operatorname{tg} \alpha$ das relative Sohlengefälle, und $AB = x$ das gesammte Oberflächengefälle, so ist:

Fig. 6.



$$h = z + lJ - x - t, \text{ oder}$$

$$l = \frac{h + t + x - z}{J}.$$

Das Oberflächengefälle x kann unter Voraussetzung einer geraden Staulinie AD näherungsweise in folgender Art bestimmt werden:

$$v = \frac{Q}{F} = c\sqrt{\frac{F}{p}\frac{x}{l}}, \text{ daher}$$

$$x = \frac{Q^2 pl}{F^3 c^2}.$$

Es ist jedoch angezeigt diesen Wert zu vernachlässigen, bezw. nur den hydrostatischen Stau zu berücksichtigen, sowohl mit Rücksicht auf die Kleinheit von x bei Niederwasser, als auch mit Rücksicht darauf, dass durch unvorhergesehene Sinkstoffablagerungen die Tiefe leicht kleiner wird, als die berechnete. [1]) Man hat dann:

$$h = z + lJ - t$$

$$l = \frac{h + t - z}{J}.$$

Taf. 6, Fig. 3—3a. Kanalisierung des Mainflusses zwischen Frankfurt und Mainz. Lageplan und Längenprofil der Staustufe Frankfurt-Höchst. Das Gesamtgefälle der ganzen, rund 36 km langen Flussstrecke zwischen Frankfurt und Kastel beträgt ungef. 10 m. Während früher bei Niederwasser stellenweise kaum eine Wassertiefe von 0,9 m vorhanden war, wurde durch die in den Jahren 1883—86 ausgeführte Kanalisierung eine Mindesttiefe von 2 m erreicht. Zu dem Zwecke wurde die Strecke durch Wehranlagen bei Frankfurt, Höchst, Okriftel, Flörsheim und Kostheim in fünf Haltungen, mit Längen bis zu ungefähr 8 km

[1]) So beträgt bei der im folgenden besprochenen Mainkanalisierung, bei der etwa 7 km langen Staustufe Frankfurt-Höchst, der Unterschied zwischen dem hydrostatischen und dem beobachteten hydraulischen Stau nur 0,34 m (vergl. ZfB. 1888, Bl. 14).

eingeteilt, deren Stauhöhen von bezw. 2,7—1,8—1,8—1,8 und 2,3 m betragen. Die Stauanlagen bestehen aus Nadelwehren, in welchen nebst einem Zwischenpfeiler am linken Ufer eine Kammerschleuse und am rechten Ufer eine Flossrinne eingebaut ist.

Von den beiden Wehröffnungen wird, von einem gewissen Wasserstande an, die eine als Schiffsdurchlass offen gehalten, während bei den höchsten Wasserständen und bei Eisgang beide Öffnungen frei gehalten werden. Die Wehre befinden sich am Unterhaupt der Schleusen, und sind die letzteren durch Trennungsdämme von grösserer Länge vom Flusse geschieden. Die Schleusen hatten in der ursprünglichen Anlage zwischen den Toren eine Länge von 85 m, bei 10,5 m Weite und 2,5 m Wassertiefe, erhielten aber später eine Schleppzugschleuse von 255 m Länge hinzugebaut, so dass seitdem bei Benutzung beider Kammern sechs der grössten Rheinschiffe nebst zugehörigen Schleppbooten gleichzeitig geschleust werden können (vergl. »Wasserbau» III. Teil, S. 9, Taf. 1, Fig. 5 c).

Die Flossrinne hat eine Breite von 12 m ein Sohlengefälle von 1 : 200, ist durch lange seitliche Trennungsmauern begrenzt, und durch ein Trommelwehr von 1,7 m Stauhöhe geschlossen (CBl. 1886, N:o 42—ZfB. 1888, Bl. 14-17—DB. 1896, S. 647—AdP. 1888, I, Pl. 7).

Taf. 6, Fig. 4. Kanalisierung der Maas; Stau- und Schleusenanlage bei Seraing. Die Schleuse befindet sich hier in einer Ausbuchtung des Flussbettes. Die Stauanlage besteht aus drei Teilen, nämlich aus einem festen Überfallwehr von ca. 150 m Länge in der Mitte des Flusses, parallel mit der Stromrichtung, und zwei dagegen winkelrechten Nadelwehren von je 60 m Länge. Durch diese Anordnung wird bezweckt, dass bei plötzlich eintretendem Hochwasser, dieses über das feste Wehr immer einen genügenden Abfluss findet, bevor zur Verhinderung von Überschwemmungen die beweglichen Wehre geöffnet werden. Ausserdem ist auch das rechtsufrige bewegliche Wehr als Überfallwehr eingerichtet. Das linksufrige dient bei höheren Wasserständen als Schiffdurchlass (DB. 1869, S. 532).

» Fig. 5—5 b. Kanalisierung der Oder von Cosel bis Oppeln (55 km). Fig. 5 zeigt das Längenprofil der ganzen Strecke mit 7 Staustufen, Fig. 17 a das Schema des Längenprofils einer Stufe mit eingeschriebenen Massen, und Fig. 5 b den Lageplan der Stauanlage bei Konty. Dieselbe hat somit die gleiche allgemeine Anordnung wie bei der Mainkanalisierung. Das Gefälle dieser Strecke beträgt 1 : 3160. Vor der Kanalisierung betrug die Wassertiefe stellenweise 0,5 bis 0,6 m, während seitdem die zu erreichende Fahrwassertiefe bei Niederwasser 1,5 m beträgt. Die Haltungslänge variiert zwischen 4,3 und 9,5 km (AB. 1898, Bl. 1—3).

» Fig. 6. Kanalisierung der Seine von Paris bis Rouen. Während früher in dieser Strecke nur eine kleinste Fahrtiefe von 1 bis 1,5 m zur Verfügung stand, wurde dieselbe durch die in den achziger Jahren durchgeführte Kanalisierung mittels der in der Figur ersichtlichen 10 Staustufen von 15 bis 41 km Länge und 0,75 bis 4,18 m Höhe auf 3,0 m erhöht. Die Stauanlagen bestehen aus beweglichen Wehren verschiedener Art (Nadel-Klappen- und Schützenwehre). Dieselben sind teilweise im I. Teil des »Wasserbaues» besprochen worden (CBl. 1883, S. 467—NA. 1889, S. 18, Pl. 9--10).

2. Kanalisierung von Stromschnellen.

Stromschnellen sind Flussstrecken mit besonders grossem Gefälle, so dass dessen dieselben oft nicht direkt schiffbar sind, sondern zu dem Zwecke kanalisiert werden müssen. Die bezüglichen Massnahmen bestehen je nach der Grösse des Gefälles und den sonstigen örtlichen Verhältnissen, entweder in einer Sen-

kung des Wasserspiegels oberhalb, oder einer Hebung desselben unterhalb der Stromschnelle, ferner in einer Verteilung des Gefälles auf eine grössere Länge, durch Anlage eines die Stelle umgehenden Seitenkanals, oder in der Anlage von Kammerschleusen.

Die Senkung des Wasserspiegels oberhalb der Schnelle geschieht durch Vertiefung des Flussbettes mittels Baggerung oder Sprengung. Bei grösserer Breite des Flusses geschieht dies oft nur bei einem Teil des Bettes, durch Herstellung eines die Fahrrinne bildenden Kanals. Die Hebung des Wasserspiegels unterhalb der Schnelle kann entweder durch Anlage von Einschränkungswerken, oder eines Wehres erreicht werden. Im letzteren Falle muss das Wehr für den Durchgang der Schiffe eine Kammerschleuse erhalten.

Die Anlage von Schleusen in den Schnellen geschieht gewöhnlich seitwärts an den Ufern, und wird dabei zur Erreichung von ruhigem Wasser für die Ein- und Ausfahrt die Trennungsmauer der Schleuse über die Enden derselben mehr oder weniger weit verlängert, nebstdem zu gleichem Zwecke und zur Erlangung genügender Wassertiefe oberhalb der Schleuse oft ein Wehr angelegt wird. Seitenkanäle zur Umgehung von Stromschnellen werden etweder mit Gefälle, als künstliche Seitenarme des Flusses, oder als Kanäle ohne Gefälle mit Kammerschleuse angelegt. Auch bei Seitenkanälen wird zu gleichem Zwecke oberhalb oft ein Wehr angelegt.

Taf. 6, Fig. 7—9. Kanalisierung der Donau-Katarakte am Eisernen Tor. Diese in den Jahren 1890—96 ausgeführten grossartigen Kanalisierungsarbeiten bezweckten eine Verbesserung der Schiffbarkeit der 99 km langen Felsenstrecke der Donau zwischen Stenka unterhalb Moldava und Sibb unterhalb Orsova (dem Eisernen Tor im engeren Sinne) an der ungarisch-serbisch-rumänischen Grenze.

Das Flussbett kennzeichnet sich in dieser Strecke durch ausserordentliche Unregelmässigkeiten in Breite und Tiefe und ein höchst unregelmässiges Gefälle, mit Querströmungen, Wirbelbildungen und mehrfachen Stromschnellen (Katarakten), die den Schiffsverkehr bei niedrigen Wasserständen gefahrvoll, zeitweise ganz unmöglich machten. Es zeigt hier der Fluss Felsbänke die bei Niederwasser vollständig frei liegen, und selbst im eigentlichen Fahrwasser nur ganz geringe Tiefen übrig lassen, während andere Stellen bedeutende Auskolkungen, stark wechselnde Gefälle und Geschwindigkeiten bis zu 4 und 5 m/Sek. aufweisen. Während die oberhalb und unterhalb anschliessenden Strecken ein Gefälle von nur etwa 1 : 20000 haben, ist das mittlere Gefälle der Katarakt-Strecke 1 : 4000, steigert sich aber an der schlimmsten Stelle bis zu etwa 1 : 140. Die vorhandenen Breiten schwanken zwischen etwa 150 und 2000 m. Während sich die Felsen im Strome (fester Jurakalkstein und Schiefer) bis zu 3 m über Niederwasser erheben, haben die Auskolkungen unterhalb der Stromschnellen bis zu 53 m Tiefe. Bei steigendem Wasser vermindern sich allmählich die Stauwirkungen und verschwinden ganz bei dem einer Wassermenge von 14000 cbm entsprechenden Hochwasser an allen Stellen, ausser bei Dojke und am Eisernen Tor.

Wie aus dem Längenprofil Fig. 7 zu ersehen, bestehen auf der ganzen Strecke fünf grössere Katarakte, nämlich bei Stenka, Kozla-Dojke, Izlás-Tachtália, Jucz und dem Eisernen Tor. Hiervon hat Stenka auf 1100 m Länge 0,4 m Gefälle, also

ein relat. Gefälle $J = 1:2750$, und Geschwindigkeiten von $v = 1$ bis 2 m. Bei Hochwasser werden Gefälle und Geschwindigkeiten kleiner. Kozla-Dojke hat auf 1800 m Länge eine Fallhöhe von 2,5 m, somit $J = 1:720$, während $v =$ 2 his 3 m erreicht. Izlás-Tachtália hat auf 1725 m Länge 2,3 m Gefälle, oder $J = 1:750$ und $v = 2$ bis 3 m und am Übersturz bei Greben $v = 3$ bis 4 m mit starker Wirbelbildung. Bei steigendem Wasser wachsen hier zunächst J und v, nehmen aber dann mit dem Aufrücken des Rückstaues vom folgenden Katarakt wieder ab. Der Katarakt von Jucz hat bei Niederwasser auf 600 m Länge 1,8 m Gefälle, daher $J = 1:330$, während der Absturz auf 100 m Länge 0,7 m Höhe, also $J = 1:140$ aufweist. Die Geschwindigkeiten betragen an verschiedenen Stellen $v = 2{,}5$ bis 4,5 m. Schliesslich besitzt das Eiserne Tor bei Niederwasser durchschnittlich auf 2600 m Länge 5,2 m Gefälle, oder $J = 1:500$; auf 1650 m Länge beträgt der Höhenunterschied 4,3 m, oder $J = 1:380$, wobei die Geschwindigkeiten an verschiedenen Stellen $v = 3$ bis 5 m betragen.

Die Schiffahrt wird oberhalb des Eisernen Tores mit Raddampfern und Schleppkähnen von 1,6 m Tiefgang betrieben, welche mit Rücksicht auf den unregelmässigen felsigen Untergrund und die grossen Geschwindigkeiten mindestens 2 m Tiefe erfordern. Mit diesen Fahrzeugen konnte früher der Verkehr durch das Eiserne Tor nur bis zu einem gewissen niedrigsten Wasserstand regelmässig statfinden (+ 2,65 m über Null des Pegels von Orsova). Nachdem aber dieser Wasserstand während der neunmonatlichen Schiffahrtszeit sehr häufig nicht erreicht wird, so konnte durchschnittlich nur die Hälfte dieser Zeit für den Verkehr mit grossen Fahrzeugen ausgenutzt werden. Man konnte dann bei Wasserständen unter + 2,65 bis + 1,85 m nur mit geringerer Ladung und kleinern Dampfern bis zu 1 m Tiefgang durchkommen, während von + 1,85 his 1,25 m nur noch mit eigens zur Befrachtung der Katarakte gebauten Kähnen von nur 0,5 m Tiefgang, nach vorheriger Umladung fortgesetzt werden konnte, und bei noch niedrigeren Wasserständen der Schiffsverkehr am Eisernen Tor ganz aufhören musste. Es mussten dann die Güter ans Land gebracht, und in Fuhrwerken weiter befördert werden.

Die Kanalisierung bezweckte nun die Herstellung von Kanälen durch die Katarakte in welchen die Donaufahrzeuge von 1,6 m Tiefgang auch bei Niederwasser nach beiden Richtungen unbehindert verkehren, und ihre Tragfähigkeit voll ausnutzen sollten. Zu dem Zwecke sollten diese Kanäle eine kleinste Tiefe von 2 m unter Niederwasser und eine so weit gemässigte Geschwindigkeit erhalten, dass Schleppzüge darin mit Sicherheit verkehren könnten. Da beim vorhandenen Längengefälle Stenka-Jucz von 1:3000 und Jucz-Eisernes Tor 1:5300 (vergl. Fig, 7) eine Regulierung durch eine planmässige Ausgestaltung der Querprofile zur Erreichung eines gleichmässigen Gefälles auf längere Strecken mit unerschwinglichen Kosten verbunden gewesen wäre, so musste man sich damit begnügen, im Strome einen verhältnismässig schmalen kanalartigen Schiffahrtsweg herzustellen, der durch oder um die Katarakte geführt, den Schiffen ein genügend breites Fahrwasser bieten und im Bereich der Stromschnellen ein schwächeres, möglichst gleichmässiges Gefälle erhalten sollte. Diesen Schiffahrtsrinnen sollten wo nötig unterhalb bis über Niederwasser reichende Leitdämme angeschlossen werden, um das Niederwasser zusammenzuhalten und zur Minderung des Gefälles den Wasserspiegel zu heben. Von der Anlage von Kammerschleusen wurde im Interesse des ungehinderten Verkehrs abgesehen.

Für die Breite der Kanäle war die Bedingung massgebend, dass sich oberhalb des Eisernen Tores zwei Schleppzüge bei Niederwasser in Berg- und Talfahrt sollten bequem ausweichen können, mit einem Spielraum, sowohl zwischen den beiden Schleppzügen als auch seitwärts bis zu den Sohlensenkrechten, entsprechend der Breite Schleppkähne von 6,5 m. Es ergab sich daher bei der angenommenen Schleppzugbreite von 19,5 m als erforderliche Sohlenbreite des Kanals $= 6{,}5 + 19{,}5 + 6{,}5 + 19{,}5 + 6{,}5 = 58{,}5$ m, wofür 60 m angenommen wurden. Beim Eisernen

Tor konnte durch den neuen Kanal zwar eine gleichmässige Fahrstrasse, aber keine geringere Strömung erreicht werden. Nachdem hier bei der vorhandenen grossen Geschwindigkeit im Kanal ($v = 3$ bis 4 m) die Talfahrt mit den nachgezogenen Schleppkähnen gefährlich wäre, so werden dieselben hier an den Langseiten des Dampfers befestigt, nebstdem für die ausweichenden Schleppzüge sowohl unter einander, als auch von den Ufern der Spielraum grösser angenommen wurde. Dadurch ergab sich hier eine Sohlenbreite von 72,2 m. Bei diesem Kanal wurde auch die Tiefe auf 3 m erhöht, einerseits da die künftige Tiefe vorher schwer genau zu berechnen war, anderseits um grösseren Schiffen vom unteren Lauf durch das Eiserne Tor den Weg bis zur Stadt Orsova zu öffnen. Es ist auch hier, in Anbetracht der Schwierigkeit einer freien Bergfahrt bei einer so grossen Geschwindigkeit, ein künstlicher Schiffszug vorgesehen worden.

Der kleinste Bogenhalbmesser beträgt bei den Kanälen 1300 m. Die für die Herstellung der Kanäle ausgeführten Anlagen sind bei allen Katarakten von ähnlicher Art wie die in Fig. 8—8 c und Fig. 9—9 c dargestellten, von bezw. Jucz und dem Eisernen Tor.

Bei der Felsbank von Jucz hat die blosse Herstellung des 1300 m langen Kanals, der mit 1700 m Halbmesser gegenüber dem alten Wege nach dem linken Ufer schwenkt, nicht ausgereicht, um einen bei Niederwasser fahrbaren Weg zu erhalten, sondern hat man hier entsprechend dem Lageplan Fig. 8, wie auch an anderen Stellen, zum Ausgleich des Gefälles durch Hebung des unteren Wasserspiegels, unterhalb ein 2800 m langes Leitwerk als Staudamm angelegt dessen Krone 2 m über dem gestauten Niederwasserspiegel liegt. Derselbe ist, hinter der Felsbank am rechten Ufer im Bogen abzweigend, in seinem Hauptteil in 350 m Abstand vom linken Ufer geführt, und schliesst sich dann wieder in einem Bogen an eine Insel nahe am rechten Ufer. Durch diese Einengung des Flussbettes ist der Niederwasser-Spiegel um 1,5 m gehoben und das Gefälle an der ungünstigsten Stelle auf 1 : 570 verringert worden. Das Längenprofil des Kanals ist aus Fig. 8 a und der Querschnitt der eingeengten Flussstelle aus Fig. 8 b zu ersehen. Der Staudamm besteht aus Steinschüttung und hat 3 m Kronenbreite und gepflasterte $1\,^1/_2$ füssige Böschungen. Fig. 8 c ist der Querschnitt der Fahrrinne im freien Strom oberhalb des Kataraktes.

Oberhalb des Eisernen Tores (Fig. 9 a) wurde auf eine grössere Länge eine Schiffahrtsrinne im freien Strome ausgesprengt, an welche Rinne sich am rechten Ufer der eigentliche Kanal des Eisernen Tores anschliesst (Fig. 9). Dieselbe ist von beiderseitigen, hochwasserfreien Dämmen eingefasst, nach einem Halbmesser von 1770 m gekrümmt, und hat eine Länge von 2000 m, eine Wasserspiegelbreite von 80 m, und 3 m Tiefe bei Niederwasser. Das Längenprofil des Kanals ist aus Fig. 9 b und die Anordnung der beiden Dämme aus Fig. 9 c zu ersehen. Deren Kronen liegen 0,5 m über dem höchsten Hochwasser. Nachdem man dem Kanal nur ein Sohlengefälle von 1 : 400 gehen konnte, ohne den Umfang der Arbeiten erheblich steigern zu müssen, so wurde eine wesentliche Herabsetzung der Strömung hier nicht erzielt.

Die Durchführung dieser Regulierungsarbeiten erforderte eine Aussprengung von Felsen im offenen Strom von Stenka bis Orsova im Umfang von 320 000 cbm und am Kanal des Eisernen Tores für sich allein eine Felssprengung von 380 000 cbm. Zur Herstellung der oberen Staudämme waren 590 000 cbm und für die beiden Dämme am Eisernen Tor etwa 560 000 cbm Steinschüttung erforderlich. Die Kosten für diese gesamte 1,85 Millionen cbm betragende Felsbewegung beliefen sich auf 17,85 Millionen Rmk (ZdI. 1895—HZ. 1895—DB. 1896, S. 489).

Taf. 7, Fig. 1—3. Beispiele der Kanalisierung von Stromschnellen durch Seitenkanäle mit Schleusen. Fig. 1 zeigt die Kanalisierung der St. Mary-Fälle am St. Mary-Fluss zwichen dem Oberen See und dem Huron-See beim Dorfe Sault St. Mary in Canada. Hier sind am unteren Ende des Kanals zwei Schleusen

neben einander angebracht (ZfB. 1890, S: 478—AdP. 1891, S. 568). — Fig. 2-2 a stellt die Umgehung einer Stromschnelle in der Lahn oberhalb Kalkofen dar. Wie aus dem Lageplan Fig. 2 zu ersehen, wurde hier zur Hebung des Wasserspiegels bis zu der im Oberkanal erforderlichen Tiefe im Flusse ein Wehr angelegt. Fig. 2 a ist das Längenprofil des Flusses und des Kanals. Die Anlage wurde im Jahre 1879 ausgeführt (ZfB. 1881, S. 259—1883, Bl. 59). — Fig. 3 zeigt im Lageplan die Kanalisierung der Stromschnelle Ulefos im Wasserzuge von Bandak nach Skien in Norwegen (Bandak-Skien-Kanal). Auch hier geschah die Umgehung der Schnelle durch einen Seitenkanal mit Schleuse (dreifach gekuppelte Schleusentreppe). Oberhalb der Schnelle wird das Wasser durch ein Wehr aufgestaut, welcher Stau hier von zu beiden Seiten angelegten Fabriken ausgenutzt wird (ZfB. 1900, Bl. 51 und 53).

C. Bauten zum Flössen des Holzes.

Der Transport des Holzes auf Flüssen geschieht entweder in Prahmen, oder in Form von mehreren zu Flössen vereinigten Stämmen, oder es wird in losen Stämmen geflösst.

Der Transport in Prahmen kann nur bei fahrbaren Flussstrecken in Frage kommen, wogegen die Beförderung in Flössen auch auf nicht fahrbaren Strecken bei weniger schweren und gefährlichen Hindernissen vorzukommen pflegt. In beiden Fällen kann die Beförderung entweder durch die Strömung, also durch Flössen, oder mittels Schleppdampfer geschehen. Letzteres Verfahren wird als das kostspieligere nur angewendet, wenn die Geschwindigkeit so klein ist, dass das Flössen zu zeitraubend wäre. Die Beförderung in Flössen hat vor derjenigen in losen Stämmen den Vorteil, dass die Stämme zusammengehalten werden, und dadurch weder unterwegs liegen bleiben, noch viel beschädigt werden, sowie dass diejenigen Stämme, die dabei nicht im Wasser liegen, nicht ausgelaugt werden, und weniger dem Zerspringen unterliegen, als bei längerem Liegen im Wasser.

Beim Flössen in losen Stämmen, wie selbes beispielsweise in den skandinavischen und finnländischen Flüssen allgemein üblich ist, sind oft an gewissen Stellen besondere Anlagen erforderlich, bestehend vorerst aus schwimmenden oder festen Leitwerken verschiedener Art, zum Schutze der Ufer und allfälliger daselbst befindlicher Einrichtungen (für Fischfang etc.), gegen Beschädigungen durch den Auftrieb des Holzes, und um zu verhindern, dass das Holz auf überschwemmte Gebiete, in seitliche Buchten oder Seitenarme getrieben wird. Ferner sind es Anlagen, um das Holz an schweren Stromschnellen und anderen zum Flössen ungeeigneten Stellen vorbei zu befördern, bestehend aus künstlichen Flössrinnen, in welchen das Holz entweder schwimmend oder gleitend weiter befördert wird (bezw. Wasserriesen, und trockene Riesen), und aus mechanischen Förderwerken (Aufzügen), wenn die Bodenverhältnisse stellenweise eine aufwärtsgehende Förderung notwendig machen, sowie Anlagen um bei ungenügenden Wassermengen durch den

Aufstau des Wassers das Flössen zu ermöglichen. Die zu letzterem Zwecke angewendeten Einrichtungen sind bewegliche Wehre oder Talsperren (s. g. Triftklausen oder Wasserstuben), durch welche das Wasser bis zu entsprechender Menge gesammelt, und dann zusammen mit dem Holze abgelassen wird. Diese Talsperren werden gewöhnlich in Form von Steinkisten selten aus Mauerwerk ausgeführt, und mit grösseren Toren mit Drehpfostenverschluss versehen.

Taf. 7, Fig. 4—12. Leitbalken, wie sie in Schweden üblich sind. Es sind dies schwimmende Leitwerke, bestehend aus einfachen Stämmen oder aus Balken, welche aus zwei mit einander verschraubten Stämmen zusammengesetzt sind, und welche in einer Reihe an einander gekuppelt, in ihrer Lage in verschiedener Weise befestigt sind, so dass sie an der Oberfläche schwimmend, den Veränderungen der Wasserstände folgen können.

Fig. 4—4 b ist ein zu dem Zwecke angewendeter, aus vier Hölzern zusammengesetzter Haltepfeiler (Duc d'Albe), welcher unten in einer Steinkiste befestigt ist, und an dem der Leitbalken mittels einer Oese vertikal gleitend angebracht ist. Die Kiste hat 3 bis 4 m Seitenlänge, bis zu etwa 2 m Höhe, und besteht aus 20 bis 25 cm starken Rundhölzern. Statt der Befestigung an einer Steinkiste — welche Anordnung bei Felsgrund notwendig ist — besteht der Pfeiler bei Erdboden gewöhnlich aus eingerammten Pfählen, welche entweder entsprechend Fig. 5 vertikal eingerammt, durch Zangen mit einander vereinigt und durch schiefe Strebenpfähle in der Richtung des Zuges gestützt sind, oder es werden die Pfähle in schiefer Richtung zu einer Pyramide um einen vertikalen Mittelpfahl herum geschlagen und mit demselben oben verbunden. Die Höhe dieser Duc d'Alben beträgt bei grösseren Flüssen bis zu etwa 12 m.

In tiefem Wasser werden die Leitbalken auch durch Streben an Steinen von etwa 2000 bis 2500 kg Gewicht befestigt, welche entweder wie in Fig. 6 und Fig. 7—7 a an der Sohle des Flusses versenkt, oder wie in Fig. 8—8 a am Ufer angebracht sind. Bei Fig. 6 sind die Stützen *b* so angeordnet, dass sie bei hohem Wasserstand straff gespannt sind, bei niedrigem dagegen sinken. In Fig. 8 ist *F* eine Fischfang-Einrichtung, welche durch den Leitpfahl geschützt wird.

Wenn es die Strömung oder das Flussbett nicht gestattet für den Leitbalken Stützen anzubringen, so werden frei schwebende Leitbalken entsprechend Fig. 9 verwendet, die nur am oberen Ende befestigt sind, während am unteren Ende s. g. Winkelbalken angebracht sind. Sind beide Winkelbalken gleich lang, so halbiert die Strömungslinie den Winkel *w*, während durch Verkleinerung oder Vergrösserung des eigentlichen Leitschenkels *a*, dieser bezw. mehr von der Strömungsrichtung abweicht, oder sich derselben nähert.

Fig. 10—12 zeigen einige der bei einfachen und doppelten Leitbalken üblichen Verbindungen. Fig. 10 ist die gebräuchlichste Anordnung. Fig. 11 wurde früher viel benutzt, ist aber nur zweckmässig bei ständigen Leitbalken, weil sonst das Auseinandernehmen beschwerlich ist. Fig. 12 ist eine sehr starke Konstruktion für doppelte Leitbalken, wie sie in Stromschnellen und bei s. g. Flossmagazinen in Seen und Meeresbuchten angewendet werden. Statt der Bügel und Bolzen wie in Fig. 10 wird einfacher auch eine Kette mit Schloss durchgezogen, wobei aber die Balken bald ausgefressen werden (TT. 1881, S. 105, Pl. 17—1883, Pl. 18-20—1885, S. 152.

» Fig. 13—14. Schwedische Leitdämme aus Steinkisten (TT. 1880, S. 107, Pl. 14—17).

» Fig. 15—15 d. Flössrinne zwischen Elfkarleö am Dal-Flusse (Dal elfven) und dem Bottnischen Busen. Da der Fluss auf dieser Strecke infolge bedeutender, schwer zu behebender Unregelmässigkeiten zum Flössen nicht

geeignet ist, so wurde hier eine Flössrinne von 13 212 m Länge angelegt, deren gesamte Fallhöhe von 31,1 m sich auf Gefälle von 1 : 3000 bis 1 : 20 verteilt. Dieselbe besteht je nach der Bodenbeschaffenheit teils aus im natürlichen Boden ausgegrabenen Kanälen (ungefähr $^3/_4$ der Gesamtlänge), teils aus gezimmerten Rinnen. Die Anlage geht von einem Seitenarm des Flusses aus (bei Elfkarleö Bruk), wo das Wasser durch Aufstau mittels eines Wehres zur Rinne empor gehoben wird. Diese hat drei Einlauf-Öffnungen in verschiedenen Höhen, von welchen je nach dem mit 4,5 m variierenden Wasserstand, die eine oder die andere zur Anwendung kommt (Fig. 15).

Die Grösse der Querschnittsfläche der Rinne an verschiedenen Stellen wurde entsprechend dem jeweiligen Gefälle, bezw. der berechneten Geschwindigkeit, ermittelt. Die ausgegrabenen Teile erhielten einfüssige Böschungen und wurden bei kleiner Geschwindigkeit zum Schutz gegen Beschädigungen durch die geflössten Stämme mit Leitbalken versehen (Fig. 15 a), dagegen bei grösserer Geschwindigkeit gegen Angriffe durch die Strömung teils durch Belegen mit Brettern (Schwarten) (Fig. 15 b), teils mittels Steinpflaster befestigt. Die hölzernen Teile der Rinne sind entsprechend den Figuren 15 c, 15 d und 15 e aus Rundholz ausgeführt (TT. 1880, S. 56, Pl. 13).

Taf. 7, Fig. 16. Schwedische Flössrinne aus Bohlen (TT. 1880, S. 55, Pl. 14).

Um solche von Pfeilern gestützte Rinnen bei allfälligen Stockungen und bei Reparaturen überall leicht zugänglich zu machen, ist es angezeigt daneben, auf der einen Seite einen Gehsteg anzubringen. Beispiele dieser Art sind im I. Teil des »Wasserbaues» (Taf, VII, Fig. 51 & 52) zu ersehen.

Taf. 8, Fig. 1—1 b. Aufzug für Flössholz in der Nähe des Wasserfalles Sarpfos in Norwegen, wodurch das Holz an einem den Fluss begrenzenden Damm emporgezogen wird, um dann in einer Flössrinne weiter befördert zu werden. Die Vorrichtung besteht aus einer endlosen Förderkette, welche in Abständen von 1,57 m mit einem auf Rädern laufenden Querstück versehen ist, auf dessen beiden nach oben gerichteten Spitzen das Holz aufruht. Die Kette wird mittels einer Seilleitung durch eine Turbine von 120 PS. getrieben (TT. 1884—CBl. 1885, S. 317).

XII. Deiche.

I. Allgemeines.

Deiche sind Dämme, welche längs der Flussufer und der Seeküsten zum Schutz der angrenzenden Landgebiete gegen Überschwemmungen angelegt werden. Ein solcher Schutz ist in der Regel nur in gewissen Zeiträumen, während der höheren Wasserstände, und nur dann fortdauernd erforderlich, wenn das betreffende Landgebiet unter dem gewöhnlichen Wasserspiegel liegt. Manchmal wird mit den Deichen auch ein Zusammenhalten des Wassers in einem Fluss bezweckt, in welchem Falle die Deiche als Leitdämme dienen, und zu den Flussregulierungen gehörend zu betrachten sind.

Die eingedeichten Niederungen des Binnenlandes werden Marschen, die einzelnen für sich eingedeichten Flächen Polder und der vor einem Deiche befindliche, bei niedrigen Wasserständen trockene Landstreifen Vorland genannt. Je nach dem Zwecke und der Lage unterscheidet man Fluss- und Seedeiche, Hauptdeiche und Binnen- oder Querdeiche, von denen letztere das eingedeichte Gebiet in mehrere Teile zerlegen. Ferner unterscheidet man Winterdeiche, welche gegen die höchsten Wasserstände, und Sommerdeiche, die meistens nur bei Flüssen gegen die im Sommer eintretenden höheren Wasserstände Schutz gewähren. Letztere haben durch ihre zeitweilige Überflutung den Vorteil, dass dabei die bezüglichen Landgebiete durch die zugeführten Schlickablagerungen befruchtet werden. Als Seedeiche kommen derartige, nicht den höchsten Wasserständen entsprechende Deiche (dann gleichfalls Sommerdeiche genannt) selten zur Anwendung. Wenn dies geschieht, so ist es mit Rücksicht auf die dadurch bedingten kleineren Anlagekosten, als bei hochwasserfreien Deichen.

Die Deiche haben den Nachteil, dass sich die abgedeichten Gebiete durch das Austrocknen oft sehr bedeutend setzen, so dass die natürliche Abwässerungsfähigkeit (Vorflut) ganz verloren gehen, und eine künstliche Entwässerung mit-

tels Schöpfmaschinen erforderlich werden kann.[1]) Speziell die Flussdeiche haben noch den Nachteil, dass die von denselben bedingte Verengung des Wasserprofils eine Hebung des Wasserspiegels zur Folge hat, und dass durch die Einschränkung der Sohlenbreite die Ablagerung der Sinkstoffe eine stärkere Hebung der Flusssohle, und dadurch auch eine Verschlechterung der Vorflut zur Folge haben kann. Andererseits hat aber die Einschränkung des Profils eine Erhöhung der Geschwindigkeit und dadurch die Verminderung der Möglichkeit von Ablagerungen zur Folge. Es hängt dann von der Wassermenge, der Grösse des Hochwasserprofils, dem Gefälle und der Menge und Beschaffenheit der Sinkstoffe ab, welcher von diesen beiden Einflüssen die Überhand bekommt.

Bezeichnet Q die Hochwassermenge, F die Fläche, B die Breite und t die mittlere Tiefe des ursprünglichen, natürlichen Hochwasserprofils und J das Gefälle des Flusses, und wird näherungsweise der benetzte Umfang $p = B$ angenommen, so ist:

$$F = Bt$$

$$Q = Fv = Fc\sqrt{\frac{F}{p}J} = cB\sqrt{t^3 J}.$$

Wird ferner mit B_1 die Breite, und mit t_1 die mittlere Tiefe des durch beiderseitige Deiche eingeengten Profils bezeichnet, so ist unter Voraussetzung des gleichen Wertes für c und Q vor und nach der Eindeichung:

$$Q = cB_1\sqrt{t_1^3 J} = cB\sqrt{t^3 J}, \text{ woraus}$$

$$t_1 = t\sqrt[3]{\frac{B^2}{B_1^2}}, \text{ daher die Hebung des Wasserspiegels}$$

$$z = t_1 - t = t\left(\sqrt[3]{\frac{B^2}{B_1^2}} - 1\right).$$

Nachdem aber vor der Eindeichung ein Teil der Hochwassermenge auf den überschwemmten Gebieten aufgespeichert wird, so ist in Wirklichkeit die Wassermenge vor und nach der Eindeichung nicht die gleiche, was bei genauerer Berechnung durch schätzungsweise Bestimmung der zurückgebliebenen Mengen zu berücksichtigen ist (vergl. HdI.).

2. Konstruktion und Ausführung der Deiche.

Die Deiche sind Erddämme mit beiderseitigen Böschungen, ausser bei Deichen an Wildbächen, wo die wasserseitige Begrenzung oft aus einer Stütz-

[1]) Siehe z. B. das Dampfschöpfwerk zu Fünfhausen an der Elbe, erbaut 1880—81, HZ. 1882.

mauer besteht, oder die Deiche ganz und gar aus Mauern bestehen. Bei der Linienführung der Deiche sind plötzliche Richtungsänderungen zu vermeiden, weil diese zu Angriffen durch Strömung und Wellenschlag Veranlassung geben.

Die Höhe der Winterdeiche pflegt bei Flüssen um etwa 0,6 bis 1,0 m, ausnahmsweise aber auch bis zu 3 m grösser als der höchste Wasserstand angenommen zu werden, wobei die mehr oder weniger grosse Gefahr eines Überschreitens des höchsten Wasserstandes (etwa durch Eistopfungen), sowie allfälliger Wellenschlag und eine mehr oder weniger grosse Gefährdung bewohnter Gebiete zu berücksichtigen ist. Bei den Sommerdeichen wird eine Höhe von etwa 0,3 m über dem höchsten Sommerwasserstand angenommen, und pflegen in der Höhe dieses Wasserstandes an gewissen Stellen Überläufe angeordnet zu werden. Bei den Seedeichen wird die Krone der Winterdeiche um etwa 0,3 bis 0,5 m über den höchsten Wellen der höchsten Sturmflut und die Höhe der Wellen etwa gleich 3 m über dem Wasserspiegel angenommen.

Die Breite der Deichkrone (Kappe) beträgt bei Flüssen, dort wo dieselbe nicht als Fahrweg zu dienen hat, je nach dem Charakter des Flusses, bei Winterdeichen, zwischen etwa 1,5 und 4 m, wenn aber darauf ein Fahrweg angelegt ist, 5 bis 7 m, und bei Sommerdeichen etwa 1 bis 2 m. Bei Seedeichen beträgt die Kronenbreite meistens zwischen etwa 2 und 5 m, wenn sie aber als Verkehrsweg dienen soll, bis zu etwa 8 m. Für den Abfluss des Niederschlagwassers soll die Krone etwas nach aussen geneigt sein. Die Aussenböschung erhält je nach der Erdart und der Stärke der Angriffe, bei Flussdeichen eine Neigung von etwa 1 : 2 bis 1 : 4, und bei Seedeichen 1 : 3 bis 1 : 10. Hier wird mit Rücksicht auf die öfteren Angriffe gegen den unteren Teil der Böschung, dieser oft flacher angeordnet als der obere, wodurch die Böschung auch sonst an Stabilität gewinnt. Es wird dann oben ein Böschungsverhältnis von etwa 1 : 3 bis 1 : 6 und unten bis zu etwa 1 : 20 angenommen. Bei den Sommerdeichen erhalten die Aussenböschungen eine Neigung von etwa 1 : 2 bis 1 : 3. Die Binnenböschungen pflegen bei Flussdeichen etwa 1 ½ bis 2 füssig, und bei Seedeichen 1 ½ bis 4 füssig, an den Überfallstellen der Sommerdeiche jedoch 6 bis 10 füssig zu sein. Die Böschungen werden entweder ohne oder mit Bermen (Banketten) ausgeführt. Letztere haben den Vorteil, dass dadurch eine breitere Basis, bezw. ein dichterer Anschluss an den Boden gegen ein Durchquellen des Wassers gewonnen, und die Begehung des Deiches erleichtert wird, was auf der Binnenseite namentlich bei der Deichverteidigung zu statten kommt. Sie werden auf dieser Seite auch oft zu Fahrwegen ausgebildet.

Behufs Entwässerung an der Sohle, leichterer Zugänglichkeit und Sicherung gegen Beschädigung des Deiches bei der Bebauung der angrenzenden Landgebiete,

wird zu beiden Seiten je ein Landstreifen (s. g. Aussenberme und Binnenberme) durch Gräben (Aussenbermen- und Binnenbermengraben) begrenzt, welche Schutzstreifen nicht bebaut werden, sondern als Wiese oder Weide verbleiben. Dieselben erhalten etwas Gefälle nach den Gräben zu und erhält die Aussenberme bei Flussdeichen, je nach ihrer Höhe, eine Breite von etwa 5—10 m und bei Seedeichen 10—25 m, während die Binnenberme etwa 2 bis 10 m breit angenommen wird. Dieselbe dient oft als öffentlicher Fahrweg. Die Gräben erhalten etwa 1 bis 1 $^1/_2$ m Tiefe und 1 $^1/_2$ füssige Böschungen.

Die für die Herstellung angewendete Deicherde besteht am besten aus Klei, nämlich Ton mit etwa 15 bis 30 % Sandgehalt, welches Gemisch eine gute Bindekraft besitzt und keinem starken Schwinden unterliegt, wodurch es sich dicht hält. Bei Ermangelung von solchem besseren Material kommt aber auch Sand zur Verwendung, welcher dann an der Aussenböschung eine Kleidecke erhalten muss, nebstdem dabei manchmal auch ein Lehmkern eingesetzt wird. Das Erdmaterial wird möglichst in mässiger Entfernung von aussen entnommen, wo der Aushub zweckmässig aus Gruben mit dazwischen gelassenen kleinen Querdämmen geschieht, wodurch das Wiederaufschlicken der Gruben befördert wird. Die Ausführung des Erdkörpers geschieht nach den bei Besprechung der »Staudämme« (Wasserbau II. Teil) angegebenen Regeln. Dabei wird die Erde in Schichten von etwa 30 cm Höhe aufgebracht und gestampft. Mit Rücksicht auf das Setzen (Schwinden) müssen die Dämme eine Überhöhung von $^1/_{10}$ bis $^1/_6$ der erforderlichen Höhe erhalten, nebstdem bei weichem Untergrund auch noch auf das Setzen des letzteren Rücksicht zu nehmen ist.

Die Bekleidung der Böschungen besteht bei den Flussdeichen aussen meistens aus Rasen und auf der Binnenseite aus Besamung, wie im III. Teil des »Wasserbaues« bei den »Uferdeckwerken« besprochen. Der Rasen wird mit schweren Rasenschlägern festgeschlagen und zur Beförderung des Wachstums, sowie zum Schutz gegen die Sonnenstrahlen, mit einer dünnen Schicht Erde überstreut. Bei starken Angriffen durch Strömung, Wellenschlag und Eisgang, sowie dort wo wegen ungenügendem Vorland die Böschung sehr steil gehalten werden muss (bis zu etwa 1 : 1) und wo das Deichmaterial keine genügende Widerstandsfähigkeit besitzt, wird wohl auch Steinpflasterung von gleicher Art wie bei den Uferbefestigungen benutzt, doch kommt diese Befestigungsart meistens nur bei Seedeichen vor. Bei mässigen Angriffen bestehen diese Pflasterungen aus hochkantig gelegten Ziegeln auf einer Unterlage von Plattschichten, bei stärkeren Angriffen aus grossen, mit Steinsplittern verzwickten Blöcken oder aus Quadern, auf einer Bettung von Kies, oder Kiesbeton, und eventuell die Fugen mit Cementmörtel vergossen.

Meistens aber erhalten Böschungsflächen welche öfters von Wellen bespült

werden einen Rasenbelag, mit zeitweiliger Sicherung durch Bespreutung oder Strohbestickung. Erstere ist von der im »Uferbau« besprochenen Art, und besteht aus einer 10 bis 15 cm starken Strauchdecke, welche hier mit Faschinenwürsten oder mit s. g. Hürden befestigt wird. Letztere sind aus Weidenruten geflochtene Matten, welche auf der Spreutlage mittels Stackpflählen befestigt werden. Man benutzt solche Hürden auch unmittelbar zum Schutz der Rasenflächen, auf welchen die Hürden im Herbst und im Winter befestigt, dann aber abgenommen werden. Die Strohbestickung ist eine Art Bespreutung, wobei anstatt Weidenruten Stroh zur Anwendung kommt, zu dessen Befestigung Strohseile von etwa 3 cm Dicke verwendet werden, welche in Entfernungen von etwa 10 bis 20 cm mittels einer Gabel (s. g. Sticknadel) etwa 10 cm tief in die Erde niedergestochen werden. Solche Strohbestickungen werden meistens nur für den Herbst und Winter zum Schutz des Rasens angebracht und im Frühjahr bei Beginn der Vegetation beseitigt. Dieselben werden aber auch als dauernde Befestigung von Kleiflächen ohne Rasen benutzt und dann jedes Jahr erneuert.

Bei Seedeichen geschieht die Böschungsbefestigung über gewöhnlicher Fluthöhe mittels Rasen, unterhalb aber, wo die Böschung täglich zweimal überspült wird und niemals ordentlich trocknet, ist dies nicht genügend, sondern müssen hier die im »Uferbau« angegebenen Befestigungen von Böschungen unter Wasser zur Anwendung kommen.

Taf. 8, Fig. 2. Oderdeich bei Fürstenberg (ZfB. 1890, S. 499—ÖM. 1895, S. 140).

» Fig. 3—3 b. Eindeichung der Theiss und Maros und der Stadt Szegedin. Wie aus dem Lageplan Fig. 3 zu ersehen, sind zum Schutze der Niederung beide Flüsse durch beiderseitige Deiche eingeschlossen. Die Stadt hat dort wo sie an die Theiss grenzt, hochwasserfreie Ufer, an welche sich ein die Stadt umschliessender Ringdeich anschliesst. Dieser ist zur Sicherheit gegen allfällige Durchbrüche des rechtsufrigen Theissdeichs angelegt, seitdem die Stadt im Jahre 1879 infolge eines solchen Durchbruchs zerstört worden ist. Diese Deiche haben an der Aussenseite teils 4 füssige Erdböschungen (Fig. 3 a), teils 1 füssige gepflasterte Böschungen (Fig. 3 b). Die Binnenböschungen haben ein Bankett von 4 bis 5 m Breite (ÖZ. 1870—DB. 1887, S. 4—AdP. 1890, II, Pl. 32—NA. 1883).

» Fig. 4—4 a. Eisenbahndamm bei Hamburg, als Niederungs-Schutzdeich. In der eingedeichten Niederung, welche sich von Hamburg nach Bergedorf und weiter erstreckt, bildet zwischen diesen zwei Orten der Bahndamm der Berlin-Hamburger Bahn auf eine Länge von 12 km den die Niederung schützenden Deich (Fig. 4). Zu dem Zwecke wurde die ursprünglich in Bodenhöhe befindliche Bahn um durchschnittlich 4 m erhöht und seitlich verschoben. Behufs Aufrechterhaltung des Betriebes während der Ausführung des Dammes erhielt derselbe ursprünglich an der Aussenseite eine dicht an das Gleis anschliessende 1 $^1/_2$ füssige Böschung, welche nach Versetzung der Bahn zu einer über das alte Gleis reichenden 3 füssigen verbreitert, und mit einer dicken Kleischicht belegt wurde (CBl. 1887, S. 242).

» Fig. 5. Querprofil eines Deiches an der Zuider-See, welche der ganzen 275 km betragenden Länge der Küste nach mit an der Aussenböschung bis über die höchsten Sturmfluten gepflasterten Deichen umwallt ist. Die Binnenböschung hat eine als Fahrweg dienende Berme von 6 m Breite (ÖM. 1895, S. 140).

Taf. 8, Fig. 6. Seedeich im tiefen Wasser auf der Insel Hiddensoe. Hier sind die beiderseitigen Böschungsfüsse durch einen vorgesetzten Packwerksdamm mit Pfahlwand befestigt. Die Befestigung der Oberfläche besteht aus Pflasterung auf einer Schicht von Klei (ZfB. 1890, S. 474).

» Fig. 7. Eindeichung und Entwässerung des Memeldeltas. Querschnitt der Flussdurchbauungen (ZfB. 1902, Bl. 14).

» Fig. 8—8 b. Neuer Hafendeich des Fischerhafens zu Geestemünde. Dieses Neue Hafenbecken, ausgeführt Ende der neunziger Jahre, wurde durch Anschütten von Baggergut vom offenen Wasser der Weser gewonnen. Während der Handelshafen von Geestemünde ein Dockhafen ist, wurde der Fischerhafen als offenes Becken, mit einer Einfahrtbreite von 110 m ausgeführt. Die Hafenanlage wird gegen Strömung und Wellenschlag durch einen das Hauptgelände überragenden Deich geschützt, dessen vordere Böschung entsprechend Fig. 8 a und 8 b oberst, auf 15,50 m Breite, eine Niegung von 1 : 5 mit Rasenbekleidung im Bereiche der Sturmflut hat, worauf eine gleichfalls mit Rasen befestigte 8,0 m breite Berme mit einer Neigung von 1 : 6, und sodann eine teils mit Ziegel-Kopfpflaster teils mit Basaltpflaster befestigte Böschung mit 2 füssiger Anlage folgt. Die Befestigung des Fusses geschah teils durch Vorsetzen einer Spundwand und Spreutlage (bei kleinerer Wassertiefe, Fig. 8 a), teils durch Herstellung eines aus mehreren Lagen von Sinkstücken bestehenden Packwerkskörpers, welcher durch eine Pfahlwand gestützt, und vorne mittels Steinschüttung geschützt ist (CBl. 1897, S. 358).

» Fig. 9. Deichprofil der Wildbachverbauung im Rhone-Gebiet in Wallis. Hier besteht die vordere Begrenzung des Deiches aus einer Stützmauer, welche auf einem Faschinenbett mit Steinwurf gegründet ist (AB. 1878, Bl. 66).

3. Aufsicht, Unterhaltung und Verteidigung der Deiche.

Die Deiche erfordern eine regelmässige Aufsicht und sorgfältige Unterhaltung, da dieselben zahlreichen Beschädigungen ausgesetzt sind, welche zur Vermeidung grösserer Übelstände sofort abgeholfen werden müssen. Die Aufsicht besteht aus einer regelmässigen Besichtigung (Schauung), zunächst im Frühjahr nach Ablauf der Hochwasser- und Sturmperiode, zur Feststellung der Schäden und der Art der Wiederherstellung, und im Herbst nach vollbrachter Herstellung, sowie nach jeder Sturmflut (Not-Schauungen). Die Unterhaltung besteht ausser in der Ausbesserung der durch Strömung, Wellenschlag und Eisgang verursachten Schäden, in der regelmässigen Beseitigung aller sonstigen, auf die Dichtigkeit und Haltbarkeit der Deiche ungünstig einwirkenden Ursachen, also aller die Entwicklung der Grasnarbe hindernden Gegenstände, wie Unkraut, Treibzeug u. s. w.

Von Wichtigkeit ist ferner die Verteidigung der Deiche, welche in Massnahmen zur provisorischen Sicherung derselben gegen eine Zerstörung infolge von Durchquellung (Qualmwasser-Bildung), des Fortspülens durch Strömung und Wellenschlag, des Überlaufes oder des Durchbruchs besteht. Die Durchquellung kann ein Aufweichen des Deichkörpers und des Untergrundes und dadurch den Verlust des nötigen Widerstandes gegen den Durchbruch zur Folge haben. Die durchdringenden Quellen sind nicht so gefährlich, so lange sie reines Wasser

führen, als wenn es trübe ist, oder gar merkliche Bodenmengen mitreisst. Diese Undichtigkeiten können entweder von aussen oder von innen geschlossen werden. Ersteres ist einfacher, ist aber mit der Schwierigkeit verbunden, dass die Einlaufstelle, welche weit von der Quelle entfernt sein kann, oft schwer zu finden ist. Sie ist manchmal wie bei den Kanälen durch das Auftreten von kleinen Wirbeln oder Trichtern an der Wasserfläche zu erkennen. Die Dichtung geschieht dann bei schwacher Strömung durch Anschütten von Erde, welche in entsprechender Weise, etwa durch versenktes Packwerk, geschützt wird. Bei stärkerer Strömung werden über der Stelle Sandsäcke versenkt, oder es wird um die Stelle herum ein Bohlwerk errichtet und hinter demselben Erde angeschüttet. Die Dichtung auf der Innenseite geschieht durch Umschliessung der Stelle mit einem Fangdamm oder mit einem s. g. Kuverdeich, unter Beibelassung des eingeschlossenen durchgequollenen Wassers. Die Sicherung gegen Abschwemmen durch Strömung und Wellenschlag geschieht durch Bedeckung der bezüglichen Stellen mit Faschinen, welche mit Würsten und Pfählen befestigt werden. Im Notfalle können auch nur Würste, Hürden oder Strohbestickung zur Anwendung kommen.

Gegen den Überlauf (etwa bei Aufstau infolge von Eisstopfungen) werden s. g. Aufkastungen oder Aufkadungen auf der Krone angewendet. Es sind dies Fangdämme, welche bei kleiner Höhe aus zwei Pfahlreihen mit dazwischen hochkantig niedergeschobenen Bohlen und gegen dieselbe vorne angeschüttetem Erddamm bestehen, während bei grösserer Höhe ordentliche Kastenfangdämme zur Anwendung kommen, bestehend aus zwei Pfahlreihen mit Bohlenverschalung und dazwischen gefülltem Erdkern (siehe »Grundbau«).

Ist durch Erweichung und Abschwemmen vorne ein Teil des Dammes bereits abgestürzt, so ist eine Dichtung nur durch Umschliessung der Stelle mittels einer Spundwand oder eines Bohlwerks und Hinterfüllung mit Sandsäcken, Buschwerk und Erde möglich.

Bei Deichbrüchen entsteht durch das überstürzende Wasser binnendeichs immer ein Kolk von mehr oder weniger grosser Ausdehnung und Tiefe, welcher später durchdeicht oder umdeicht wird, so dass er im letzteren Falle entweder auf die Binnenseite (Eindeichung) oder auf die Aussenseite zu liegen kommt (Ausdeichung). Das Durchdeichen erfordert ein Ausfüllen des Kolkes, was oft sehr kostspielig sein kann, während die Ausdeichung den Vorteil hat, dass der Kolk bald durch Aufschlickung ausgefüllt wird, worauf der Deich dann wieder gerade geführt werden kann.

4. Deichsiele.

a. Allgemeines.

Deichsiele oder Deichschleusen sind Durchlässe, welche den Zweck haben, kleineren Flüssen und Entwässerungskanälen des eingedeichten Gebietes freien Abfluss durch den Deichkörper zu gewähren, höheres Aussenwasser aber zurückzuhalten. Ferner werden auch s. g. Einlass- oder Bewässerungssiele angewendet, welche umgekehrt das Einlassen von Aussenwasser in zur Bewässerung der eingedeichten Ländereien erforderlichen Mengen bezwecken. Für die Durchfahrt von Schiffen dienen entweder die gewöhnlichen Deichsiele, welche dann nur in den Zeiten ihres Offenhaltens bei niedrigerem Aussenwasser zu benutzen sind, oder es bestehen zu dem Zwecke Kammerschleusen, welche zu allen Zeiten passiert werden können.

Die Anordnung der Deichsiele ist verschieden, je nach ihrer Grösse, den zur Verfügung stehenden Materialien, der Beschaffenheit des Grundes und den sonstigen lokalen Verhältnissen. Sie bestehen im allgemeinen aus Röhren, überdeckten Kanälen oder aus oben offenen Durchlässen aus Eisen, Holz oder Stein, welche mit selbsttätigen Klappen oder Stemmtoren, letztere von gleicher Art wie bei den Schiffsschleusen, versehen sind, so dass sie sich bei höherem Aussenwasser selbstätig schliessen, sonst aber durch den Überdruck des Binnenwassers geöffnet werden. Ausserdem werden für den Verschluss auch von Hand bewegte Zugschützen benutzt, welche zwar grössere Sicherheit gewähren, jedoch den Nachteil haben, das sie eine besondere Wartung erfordern, wobei der rechte Zeitpunkt der Schliessung leicht versäumt wird.

Die überdeckten Siele bestehen aus zwei Teilen, nämlich aus einem röhren- oder kastenförmigen Kanal unter der Krone, und meistens auch unter einem Teil der Böschungen — dem eigentlichen Siel — und den anschliessenden beiderseitigen oben offenen Vorsielen, welche seitlich durch trichterförmig erweiterte Wände (Flügel) begrenzt sind. Je länger daher die Vorsiele, desto kürzer das eigentliche Siel, aber desto höher und stärker müssen dann die Flügel gegen den Erdschub sein. Im äussersten Falle kann die Länge des überdeckten Teiles gleich sein der Breite der Krone. Offene Siele kommen meistens nur bei grösserer Weite (etwa über 5 m) und mit Rücksicht auf die Schiffahrt zur Anwendung, wenn man es dann nicht vorzieht Kammerschleusen anzulegen.

Klappenverschlüsse mit oberer horizontaler Drehachse werden nur bei kleineren röhrenförmigen Sielen (s. g. Pumpsielen) benutzt, während bei grösseren Sielen Stemmtore zur Anwendung kommen, und zwar entweder nur an der Aussenseite als s. g. Fluttore oder auch zugleich an der inneren Seite als Binnen- oder Ebbetore, welche den Zweck haben, in trockenen Zeiten das Binnen-

wasser behufs Bewässerung und für Viehtränken zurückzuhalten. Die Fluttore werden zur grösseren Sicherheit oft doppelt angeordnet, nämlich das eine an der Aussenseite und das andere (Sturm- oder Nottor) entweder etwa in der Mitte des Siels, oder auch im Binnenvorsiel. Ersteres ist insofern ungünstig, als die damit verbundene Unterbrechung des eigentlichen Siels leicht zu Undichtigkeiten Veranlassung gibt. Die doppelten Fluttore haben auch noch den Vorteil, dass das eine Tor ausgebessert werden kann, während das andere in Wirksamkeit ist, nebstdem das Siel dann auch für kleinere Fahrzeuge als Kammerschleuse benutzt werden kann. Doch werden solche doppelte Tore meistens nur bei hölzernen Sielen benutzt, während bei den steinernen die Tore meistens so kräftig ausgeführt werden, dass dies allein schon eine genügende Sicherheit gewährt. Auf der Binnenseite wird als Ebbetor anstatt eines Stemmtores oft auch eine Zugschütze benutzt, die dann zugleich als Nottor gegen das Aussenwasser dienen kann. Dagegen sind bei Entwässerungssielen an der Aussenseite, wo ein Versäumen des rechtzeitigen Schliessens zu Überschwemmungen Veranlassung geben kann, Zugschützen nicht angezeigt. Die Einlass-Siele pflegen jedoch mit Zugschützen versehen zu sein.

Die Klappen bestehen aus Blechtafeln, Buckelplatten oder aus Holztafeln, welche wie bei den Schützentafeln aus Brettern zusammengefügt sind, die durch Leisten zusammengehalten werden. Die Stemmtore werden meistens als hölzerne Riegeltore, selten als Blechtore ausgeführt. Dieselben erhalten bei bedeckten Sielen einen oberen und unteren Anschlag mit einem Drempelvorsprung von etwa $^1/_{12}$ bis $^1/_8$ der Weite, und werden oft mit Zugschützen versehen, und zwar das äussere und das Nottor zur Verteilung des Druckes, während das Ebbetor Spülschützen erhält.

Zum selbsttätigen Schliessen der Tore durch das steigende Wasser dürfen sich die Torflügel hier nicht wie bei den Schleusen ganz in die Nischen legen, sondern werden dieselben durch stellbare Arme (Aufhalter) so weit abgehalten, dass sie zur Achse des Siels etwas nach einwärts geneigt sind, wodurch sie durch die bei steigendem Wasser im Siel entstehende Strömung mitgenommen und geschlossen werden. Soll aber das Tor behufs zeitweiliger freier Öffnung ganz in die Nischen gedreht werden, so werden die Aufhalter durch Drehen um eine vertikale Achse an die Nischenwand angelegt.

Das selbsttätige Schliessen ist jedoch nur bei Toren mit oberem Anschlag angezeigt, da sonst bei nicht gleichzeitigem Schliessen der beiden Flügel dieselben leicht verbogen werden.

Die Lage der Siele ist von dem Zwecke und den örtlichen Verhältnissen abhängig, und zwar werden Entwässerungs-Siele in der Regel am besten an der niedrigsten Stelle, und die Einlass-Siele am oberen Teil der betreffenden Niederung angebracht, wodurch das natürliche Gefälle des Geländes ausgenutzt wird. Ausser-

dem machen sich auch noch andere Umstände geltend, namentlich die Beschaffenheit des Baugrundes u. s. w. Da die Belastung des Grundes eine ungleichförmige ist (unter der Krone grösser als unter den Böschungen) so geschieht bei stark zusammenpressbarem Grund die Gründung der Siele, zur Vermeidung von Brüchen infolge von ungleichförmigen Setzungen, in der Regel auf Pfahlrost, oder auf Pfählen mit Betonbett, selten auf Beton allein. Es ist dann mit Rücksicht auf die Dauerhaftigkeit dieser Holzteile der Sielboden wenigstens 0,5 m unter das niedrigste Aussenwasser zu legen, während die Höhenlage der Decke davon abhängig sein kann, dass das Siel behufs Reparaturen und zum Schliessen des Nottores bei höchstem Wasser noch mittels Kahn zu befahren sein soll. Auch soll bei gewölbten Sielen der höchste Binnenwasserstand nicht höher, als bis zu den Kämpfern des Gewölbes reichen. Die Weite des Siels ist dann hauptsächlich von der sekundlich abzuführenden Wassermenge und diese wieder von der Niederschlagsmenge, der Grösse und Höhenlage des Abwässerungsgebietes gegenüber dem äusseren Wasserstande, und von der Zeit innerhalb welcher die Abwässerung stattfinden soll, abhängig.

Bei Sielen welche im Flutgebiet liegen, kann die Abwässerung bei jeder Tide (Flut & Ebbe) nur während einiger Stunden der Ebbe stattfinden, und kann, wenn hohe Fluten auf einander folgen, während mehrerer Tiden ganz unterbrochen sein. Es ist daher hier für die Dauer der Abwässerung die Höhe des zulässigen Binnenwasserstandes über dem Niederwasser der Ebbe massgebend. Ist dann M die sekundlich dem Siele zufliessende Wassermenge, und die Dauer der Tide = 12 Stunden 25 Minuten = 44 700 Sekunden, so ist der Rauminhalt des in der Zeit zwischen dem Schliessen des äusseren Tores und dem Öffnen desselben angesammelten Wassers, wenn t die Zeitdauer des Offenseins des Tores (Sielzuges) in Sekunden bezeichnet:

$$M\,(44700-t)$$

und die sekundliche Abflussmenge:

$$Q = \frac{M\,(44700-t)}{t}.$$

Die lichte Weite b des Siels ergibt sich dann, wenn h die mittlere Wassertiefe in demselben, v die Ausströmungsgeschwindigkeit und μ den Ausströmungskoeffizienten (etwa = 0,8) bezeichnet, aus:

$$b = \frac{Q}{\mu h v},$$

worin v durch vorherige vorläufige Annahme von b aus derselben Formel bestimmt wird (vergl. Tlkm. S. 201).

b. Eiserne Röhrensiele.

Bei kleiner Querschnittsfläche werden die Siele oft aus eisernen Röhren ausgeführt. Sie haben gegenüber den hölzernen Sielen den Vorteil grösserer Dauerhaftigkeit und gegenüber den Steinernen, bis zu einem gewissen Durchmesser, auch den Vorteil kleinerer Anlagekosten. Bei weniger festem Untergrund erhält der Rohrstrang ein Betonfundament.

Taf. 9, Fig. 1—2. Gusseiserne Röhrensiele in den Oderdeichen des Regierungsbezirks Breslau. Es sind hier solche Siele bis zu einer Weite von 1 m zur Anwendung gekommen, wiewohl die Anlagekosten nur bis zu 0,6 m Weite kleiner waren als bei gemauerten Sielen. Der Verschluss besteht bis zu 0,3 m Weite aus ebenen Blechklappen von 5 bis 7 mm Dicke (Fig. 1), und bei grösseren Weiten aus Klappen in Form von Buckelplatten (Fig. 2—2 a). Dieselben sind mit einer Oese versehen, um sie mittels eines Bootshakens nach Bedürfnis heben, und etwa vorhandene Unreinigkeiten (angeschwemmtes Holz, Blätter u. dgl.), beseitigen zu können. Hier bestehen auch die Vorsiele, oder Häupter des Siels aus Gusseisen (CBl. 1881, S. 225).

» Fig. 3—3 c. Deichsiel (Bewässerungsschleuse) im Deiche des Hünteler Umgehungskanals (Dortmund-Ems-Kanal), bestehend aus drei Eisenröhren von 1,2 m Weite, welche mittels Zugschützen von der in Fig. 3 b ersichtlichen Anordnung geschlossen sind. Fig. 3 c ist der zur Bewegung der Schützen angewendete Stockschlüssel (ZfB. 1902, Bl. 54).

c. Hölzerne Siele.

Deichsiele aus Holz kommen namentlich zur Anwendung, wenn es sich um provisorische Anlagen und um möglichste Einschränkung der Anlagekosten handelt. Kleinere hölzerne Siele bis zu etwa 1,5 m Weite, wie solche meistens nur bei untergeordneten Deichen (Sommerdeichen und Binnendeichen) angelegt werden, bestehen aus viereckigen Röhren aus Bohlen von 5 bis 10 cm Stärke (Bohlensiele), welche in Entfernungen von 0,6 bis 0,9 m durch äussere Rahmen (Gebinde) oder durch innere Ständer (Ständersiele) zusammengehalten werden. Behufs grösserer Stärke und Dauerhaftigkeit werden namentlich bei grösserer Weite statt Bohlen auch Balken von etwa 20 bis 25 cm Dicke, mit äusseren Rahmen, verwendet (Balkensiele).

Bohlensiele sind der geringeren Dauerhaftigkeit wegen nur zu vorläufigen Zwecken zu empfehlen. Ständersiele haben überdies noch den Nachteil, dass die Ständer dem Durchfluss des Wassers hinderlich sind. Bei diesen Sielen werden die Wand- und Bodenhölzer in der Längenrichtung und die Deckenhölzer in der Querrichtung gelegt. Die Boden- und Deckenhölzer werden, erstere wegen der Abnutzung durch den durchgeschleppten Sand, letztere wegen der darauf ruhenden Belastung, entsprechend stärker gehalten. Die Gründung geschieht auf zwei oder drei Reihen von Pfählen mit Langholmen, auf welchen die Bodenhölzer unmittelbar

aufgelegt werden. An den Enden der Vorsiele werden gegen Unterspülung Querspundwände angeordnet, welche an den Seiten bis zur Höhe der Sieldecke emporgeführt werden.

An den Seitenwänden werden die Bohlen oder Balken zweckmässig gespundet, wogegen am Boden die Fugen oft mit geteertem Löschpapier gedichtet werden, und unter demselben behufs grösserer Dichtigkeit und zum Schutz gegen Fäulnis eine Lehmschicht eingestampft wird.

Der Verschluss besteht bis zur Weite von etwa 1 m aus einer eisernen oder hölzernen Klappe mit horizontaler Drehachse am oberen Ende (Pumpsiele), während bei grösserer Weite Stemmtore benutzt werden. Diese Verschlüsse werden entweder am äussersten Ende des gedeckten Teils angebracht, so dass die Tornischen nicht überdeckt sind, oder sie sind überdeckt. Die erstere Anordnung ist einfacher, hat aber den Nachteil dass die Tore vor den Sonnenstrahlen nicht geschützt sind, was bei Holzkonstruktionen nicht vorteilhaft ist.

Taf. 9, Fig. 4—4 a. Kleines hölzernes Siel von 0,2 m Weite und Höhe in den Oderdeichen des Reg. Bezirks Breslau, bestehend aus einer aus vier Bohlen zusammengenagelten Röhre mit einer Blechklappe, deren Scharniere an einem gusseisernen Rahmen angebracht sind, welcher in die Holzröhre eingreifen, und an derselben durch Nägel befestigt ist. Die Häupter bestehen hier gleichfalls aus Bohlen (CBl. 1881, S. 225).

» Fig. 5—5 a. Hölzernes Ständersiel mit Klappe (Pumpsiel) (Tlkm.).

» Fig. 6—6 b. Grösseres hölzernes Siel mit äusseren Ständern und mit Stemmtor. Damit sich die Tore bei steigendem Wasser selbsttätig schliessen, werden die Torflügel T durch die stellbaren Arme A, welche um eine vertikale Achse drehbar sind, von der Nische entsprechend weit abgehalten (Tlkm.).

d. Steinerne Siele.

Behufs grösserer Dauerhaftigkeit, und bei grösserer Weite auch mit Rücksicht auf kleinere Anlagekosten, werden die Siele oft aus Steinmaterial (massiv) ausgeführt, und zwar entweder in Form von Cementröhren, oder meistens aus Ziegelmauerwerk, selten aus Stampfbeton, oder Mauerwerk mit natürlichem Steinmaterial. Bei den bedeckten massiven Sielen besteht die Decke aus Steinplatten (Plattensiele), oder aus einem Gewölbe. Zur Abdämmung des Sieles bei Reparaturen werden an den Seitenwänden der Vorsiele Dammfalze angeordnet.

Die Gründung der steinernen Siele geschieht meistens auf einem Betonbett, ohne oder mit Pfählen, seltener auf Pfahlrost.

Taf. 9, Fig. 7—9. Kleinere Siele aus Ziegelmauerwerk in den Oderdeichen des Reg. Bezirks Breslau. Fig. 7 ist ein Plattensiel in Form eines bedeckten Durchlasses von 0,5 m Weite und 0,6 m Höhe, dessen Verschluss aus einer hölzernen Klappe mit Eisenbleschlägen besteht, welche an einem eingemauerten gusseisernen Rahmen angebracht ist. — Fig. 8 und 9 sind aus Klinkern und Cementmörtel röhrenförmig gemauerte Siele von 1,50 m Weite, welche entweder durch hölzerne, oder eiserne Buckelplatten-Klappen mit eingemauertem gusseisernem Rah-

men versehen sind. An diesen Klappen sind entweder wie in Fig. 8 Beschlagteile angebracht, welche zum Einstecken eines hölzernen Hebels dienen, mittels dessen die Klappe aufgewuchtet werden kann, oder es ist an Stellen wo eine Beschädigung des Hebels durch Eisgang nicht zu befürchten ist, wie in Fig. 9 ein Hebel (hier Eisenbahnschiene) an der Klappe angeschraubt. Diese Schiene ist so gebogen, dass durch deren Gewicht jenes der Klappe nahezu aufgehoben wird und dadurch dieselbe leicht geöffnet werden kann. Solche Siele waren dort bei Weiten über 0,6 m billiger als gusseiserne, so dass sich schon bei 0,8 m Weite ihre Kosten wie 3 : 5 verhielten (CBl. 1881, S. 225).

Taf. 9, Fig. 10—11 f. Deichsiele am Niederrhein, und zwar ist Fig. 10—10 b ein Entwässerungs-Siel (Entwässerungs-Schleuse) von 1,85 m Weite mit Stemmtor und Fig. 11—11 f. ein dreifaches Bewässerungs-Siel mit Zugschützen, deren Bewegungsmechanismus aus Fig. 11 d—11 f zu ersehen ist (ZfB. 1881, Bl. 59—AB. 1898, Bl. 3).

Taf. 10, Fig. 1—1 b. Ent- und Bewässerungssiel von 3,76 m Weite am Niederrhein (ZfB. 1881, Bl. 59—AB. 1898, Bl. 3).

» Fig. 2—2 b. Deichsiel von 1,5 m Weite an der Oder (bei Groschnitz). Hierbei besteht der Verschluss aus einer äusseren Klappe (welche dadurch dass sie schräg anliegt, durch das Eigengewicht selbstätig schliessend ist), und auf der Binnenseite aus einer Zugschütze (AB. 1898, S. 12, Taf. 2).

» Fig. 3—4 c. Siele der Seedeiche an der Ostsee in Schleswig-Holstein, von bezw. 4,0 und 3,0 m Weite mit Gründung bezw. auf Betonschüttung und auf Pfahlrost, und mit Stemmtor- und Schützenverschluss (HZ. 1883, S. 453, Bl. 22).

XIII. Häfen.

A. Allgemeines.

Häfen sind Gebiete an fahrbaren Gewässern, wo die Schiffe Schutz gegen Sturm, Strömung und Eisgang, sowie gewöhnlich auch Gelegenheit zum unmittelbaren Be- und Entladen (Laden und Löschen) der Schiffe an den Ufern finden. Hierzu kommen bei grösseren Häfen auch noch Anstalten zur Reparatur, und allenfalls auch für den Neubau von Schiffen. Stellen, wo die Schiffe nur einen solchen Schutz finden, ohne an den Ufern anlegen zu können, werden Reeden (Rheden) oder Ankerplätze genannt. Dieselben liegen entweder vor den eigentlichen Häfen als s. g. Vorhäfen, wo die Schiffe vor Anker liegen, bis sich die Gelegenheit zum Einlaufen in den Hafen oder zum Auslaufen bietet, oder sie sind selbständige Gebiete, die von den Schiffen als Ankerplätze benutzt werden. Besteht ein Hafengebiet aus mehreren Becken (Bassins), so werden dieselben oft auch jedes für sich Hafen genannt.

Die Häfen werden nach verschiedenen Gesichtspunkten in mehrere Arten eingeteilt, und zwar unterscheidet man zunächst: natürliche und künstliche Häfen, je nachdem sie aus natürlichen, durch Landzungen, Inseln, oder Hafendämme geschützten Buchten, oder aus künstlich gegrabenen Becken bestehen, und nach der Art der bezüglichen Gewässer: Flusshäfen, Kanalhäfen, Binnenseehäfen und Seehäfen.[1]) Man rechnet aber auch alle für grössere Seeschiffe zugänglichen und für den Seeverkehr eingerichteten Flusshäfen zu den Seehäfen (z. B. Hamburg, Bremen, Antwerpen, London). Dem Zwecke nach unterscheidet man hauptsächlich: Handelshäfen und Kriegshäfen, ferner Fischerhäfen (Fischereihäfen), wo die Fischerfahrzeuge Schutz gegen Sturm finden, den Fang aus Land bringen, und mit allem Bedarf versehen werden können, sowie Winter- und

[1]) Nachdem die Kanalhäfen und Häfen an kleineren Binnenseen in gleicher Weise angelegt werden wie Flusshäfen, bei grösseren Binnenseen mit stärkerem Wellenschlag dagegen den Seehäfen entsprechen, so soll im folgenden von einer besonderen Besprechung der Kanal- und Binnenseehäfen abgesehen werden.

Sommerhäfen, von denen erstere in kalten Gegenden zur Überwinterung der Fahrzeuge, und letztere bei Flüssen, zum Schutz der Schiffe gegen Hochwasser dienen. Ferner gibt es Schutz- oder Sicherheitshäfen, zum Schutz gegen Hochwasser und Eisgang, und Zufluchtshäfen, an gefährlichen Küsten zum Schutz gegen Sturm.

In Bezug auf die Zugänglichkeit unterscheidet man offene Häfen, welche eine stets offene Einfahrt haben, und geschlossene Häfen, oder Dockhäfen (Docks), bei denen die Einlaufmündungen durch Schleusen geschlossen sind. Letztere kommen an Stellen mit starkem Flutwechsel vor, wenn sonst bei niedrigen Wasserständen im Hafengebiet keine genügende Fahrtiefe vorhanden wäre, bei den höchsten Wasserständen dagegen allenfalls die Ufer überflutet werden würden. Die offenen Häfen haben den Vorteil des unbehinderten Verkehrs, dagegen bei starkem Wasserstandswechsel den Nachteil der Erforderlichkeit hoher Ufereinfassungen, und des erschwerten Ladeverkehrs, sowie den Nachteil der Möglichkeit einer mehr oder weniger starken Verschlämmung. Dadurch dass in den Dockhäfen ein nahezu konstanter Wasserstand aufrecht erhalten wird (etwas niedriger als gewöhnliches Hochwasser), können dem entsprechend die Ufereinfassungen niedriger gehalten werden, und zwar gibt man ihnen am besten eine Höhe, entsprechend jener des Decks der voll beladenen Schiffe, nämlich von etwa 1 bis 3 m über der Wasserfläche. Durch die Aufrechterhaltung jener konstanten Höhe des Wasserstandes in den Docks, können auch hier die Schiffe täglich während einer längeren Zeit bei offenen Schleusen ein- und auslaufen. Ob in einem gegebenen Fall ein offener oder geschlossener Hafen angezeigt ist, hängt von den örtlichen Verhältnissen ab, und kann oft die Wahl zweifelhaft sein. Es gibt auch Häfen, welche teils offen, teils geschlossen sind, wie z. B. Antwerpen, wo die Schelde selbst als offener Hafen dient, während die von derselben abgezweigten Hafenbecken durch Kammerschleusen geschlossene Docks sind. Häfen welche zwar offen, aber nur zur Zeit der Flut zugänglich sind, werden Tidehäfen genannt.

Bei grösseren Häfen bestehen oft besondere Hafenbecken für verschiedene Zwecke, wie für Einfuhr und Ausfuhr, für Dampschiffe, Segelschiffe, Flösse, sowie für besondere, namentlich feuergefährliche Waaren, wie Holz, Steinkohlen, Petroleum. Die Becken der letzteren Art pflegen oft mittels eines eisernen Pontons verschliessbar zu sein, um bei etwaigen Feuersbrünsten ein Austreten von an der Wasserfläche schwimmendem, brennenden Petroleum zu verhindern.

In kommerzieller Beziehung ist die Anlage eines Hafens nur beim Vorhandensein eines entsprechenden, den Warenumtausch ermöglichenden Hinterlandes berechtigt. Eine Ausnahme hiervon bilden Seehäfen, welche zum grösseren Teil oder ausschliesslich als Stapelplätze dienen, von wo die seewegs zugeführten Waren wieder seewegs nach anderen Richtungen verfrachtet werden.

Für den Verkehr besteht die erste von den Häfen zu erfüllende Forderung darin, dass sie den Schiffen zu jeder Zeit eine sichere Ein- und Ausfahrt gewähren, oder wenn dies zeitweilig nicht möglich, dass ihnen dann eine sichere Reede mit genügender Wassertiefe und gutem Ankergrund geboten wird. Damit bei der Einfahrt am offenen Meer die einlaufenden Schiffe bei etwaigem Verfehlen der Einfahrtsmündung nicht Gefahr laufen an den seitlichen Ufern zu stranden, sondern noch seitwärts ausweichen können (Seeraum finden), wird die Mündung oft durch Hafendämme eingefasst, welche entsprechend weit vom Ufer hinausgezogen sind. Unmittelbar hinter den Hafendämmen, oder der durch Landzungen oder Inseln geschützten Einfahrt, befindet sich oft eine grössere Wasserfläche, welche gewöhnlich die Reede des Hafens bildet, wo diejenigen Schiffe vor Anker liegen können, welche bei Mangel an Platz im Hafen nicht einlaufen können, auf Last, oder auf besseres Wetter zum Auslaufen zu warten haben.

Im Inneren müssen die Häfen vor allem so geschützt sein, dass die Schiffe an den für sie bestimmten Plätzen genügende Wassertiefe finden, und an den Ufern vollkommen ruhig liegen können. Die innere Einrichtung der Häfen soll so beschaffen sein, dass die Schiffe an den Ufern bequem und ohne Beschädigung angelegt und sicher befestigt werden können, und dass sowohl der Personenverkehr als auch der Ladeverkehr der Waren möglichst rasch und billig vor sich gehen kann. Zu dem Zwecke erhalten die Ufer entsprechende Einfassungen mit dahinter befindlichen Verkehrsflächen (Kais) und eine entsprechende Ausstattung.

Die Ausstattung der Ufer umfasst Anordnungen zum Anlegen und Befestigen der Schiffe, Landungsanlagen, Vorrichtungen für den Ladeverkehr gewöhnlicher Güter und von Massengütern, und für deren Beförderung vom und zum Ufer, sowie für deren allfällige Lagerung im Hafengebiet. Die bezüglichen Anlagen sind verschieden, je nach dem Charakter des Warenverkehrs zwischen den Schiffen und dem Ufer. Dieser Verkehr geschieht nämlich entweder mittels Landfuhrwerken, oder unter unmittelbarer Benutzung von Eisenbahnwagen, mit allfälliger Lagerung der Waren entweder auf offenen Uferflächen, zeitweiliger Aufbewahrung in Schuppen, oder längerer Lagerung in Lagerhäusern (Speichern). In grösseren Häfen werden diese Verkehrsarten gewöhnlich gleichzeitig nebeneinander betrieben. Eine zweckmässige Anordnung der bezüglichen Anlagen und Einrichtungen, behufs möglichst rascher Abfertigung der Schiffe, liegt nicht nur im Interesse der möglichst ökonomischen Ausnutzung der Hafenanlagen, sondern auch in jenem der Reeder, für welche namentlich bei grösseren Schiffen, infolge der darin angelegten grossen Kapitale und der bedeutenden Betriebsausgaben, nur die äusserste Ausnutzung der Zeit gewinnbringend sein kann.

Zu den Erfordernissen der Häfen gehören auch noch Anstalten für die Reparatur von Schiffen, nebstdem auch oft Anstalten für den Neubau von Schiffen vorhanden sind.

Zur Sicherung der Häfen gegen Hochwasser und Eisgang, werden dort wo die Ufer hiergegen nicht genügend hoch sind, hochwasserfreie Hafendeiche angelegt (vergl. Taf. 8, Fig. 8).

B. Beispiele über die allgemeine Anordnung der Häfen.

I. Flusshäfen.

Die Flusshäfen bestehen entweder aus dem Flussbett selbst, wobei die Ufer zum Anlegen der Schiffe mit Kais versehen sind, oder bestehen dieselben aus seitlichen Becken (Bassins), welche oft natürliche Buchten, oder bei der Regulierung übrig gebliebene Gebiete (Teile des alten Bettes, abgesperrte Flussarme), meistens aber künstlich gegrabene Becken sind.

Die unmittelbare Anwendung des Flussbettes als Hafen hat den Nachteil, dass dabei die Schiffe der Strömung und dem Eisgang ausgesetzt sind, daher solche Häfen nur bei Flüssen mit kleiner Geschwindigkeit und keinem, oder nur schwachem Eisgang ohne besondere Sicherheitshäfen und Winterhäfen in Frage kommen können.

Da sich an den konkaven Ufern immer grössere Tiefen vorfinden, als an den konvexen, und in geraden Strecken dieses Verhältnis wechselt, so sind die Konkaven, sowohl für die unmittelbare Anwendung des Ufers zum Anlegen der Schiffe, als auch für die Anlage von Hafenbecken am meisten geeignet, indem hier sowohl das Einfahren der Schiffe erleichtert, als auch die Versandung der Mündung möglichst vermieden wird. Zur Vermeidung der Versandung soll auch die Mündung des Einlaufes mit der Stromrichtung einen nach abwärts gerichteten spitzen Winkel bilden, wodurch zugleich vermieden wird, dass die einfahrenden Schiffe von der Strömung gegen die untere Seite des Einlaufs getrieben werden (vergl. Taf. 10, Fig. 6, 7 & 8). Nur bei Häfen an Flussmündungen, kann, wenn sich die Flut in höherem Grad geltend macht, eine winkelrechte, oder stromaufwärts gerichtete Mündung angezeigt sein (vergl. Taf. 11, Fig. 3).

In Finnland gibt es mehrere Flusshäfen, wo das Flussbett den Hafen bildet, darunter der zweitgrösste Hafen des Landes, Åbo. Hier ist die Strömung des Aura-Flusses sehr unbedeutend, so zwar dass weder das Hochwasser noch der Eisgang der Schiffahrt nennenswerte Hindernisse in den Weg stellt. Zur Winterzeit wird der Verkehr durch Offenhalten einer Rinne im Eise so lange wie möglich aufrecht erhalten, was teils durch die Handelsschiffe selbst, teils durch besondere Eisbrecher-Schiffe geschieht.

Ein weiteres Beispiel dieser Art ist der Donauhafen von Wien, wo in früher geschilderter Weise der Durchstich im Stadtgebiet am rechten Ufer den Hafen bildet (vergl. Taf. 4, Fig. 11). Hier dient der durch das Sperrschiff bei Nussdorf

abgesperrte Donaukanal als Winterhafen, sowie als Schutzhafen gegen schwere Hochwässer und den gewaltigen Eisgang.

Taf. 10, Fig. 3. Hafen von Frankfurt a/M. Hier bildet das Bett des Mainflusses selbst den Hafen, dessen beiderseitige Ufer mit Hafenanlagen versehen sind, und zwar liegen am rechten Ufer die Lagerhäuser, während sich am linken Ufer Hochwasserfreie Lagerplätze befinden. Dies ist dadurch möglich, dass sich durch die früher besprochene Kanalisierung des Mainflusses (vergl. Taf. 6, Fig. 3 a) der Hafen von Frankfurt in der obersten Staustufe befindet, wodurch die Strömung im Hafengebiete unter gewöhnlichen Verhältnissen eine sehr unbedeutende ist. Um aber bei Hochwasser und Eisgang, wo durch Öffnen der Wehre die Strömung sehr bedeutend wird, die Schiffe sicherzustellen, so ist am rechten Ufer durch einen Hafendamm (Mole) ein geschütztes Becken von 70 m Breite und 570 m Länge, als Sicherheitshafen abgeschieden. Dieses Becken ist auf der unteren Seite ganz offen während es auf der oberen Seite durch eine an der Wurzel des Hafendammes angelegte Kammerschleuse von 12 m Weite zugänglich ist. Der Hafen von Frankfurt wurde im Jahre 1888 zusammen mit der Main-Kanalisierung eröffnet (DB. 1887, S. 88—AdP. 1888, Pl. 7—ÖZ. 1891, S. 419).

» Fig. 6. Rheinau-Hafen zu Köln. Dieses Hafenbecken wurde durch die Geradlegung des linken Rheinufers mittels eines Hafendammes gewonnen, auf welchem an der Aussenseite Lagerhäuser, und an der Innenseite Schuppen aufgeführt worden sind (AB. 1899, Bl. 19).

» Fig. 7. Zoll- und Binnenhafen zu Mainz, bestehend aus einem Hafenbecken, welches ein Teil eines früheren Flussarmes ist. Ein weiterer in der Fortsetzung des Hafenbeckens liegender Teil jenes Armes wird als Flosshafen benutzt (DB. 1887, S. 265).

» Fig. 8. Fischerhafen bei Kolberg. Dieser am linken Ufer der Persante, neben der Einfahrt zum Kolbergermünder Hafen angelegte Hafen, besteht aus einem Becken, welches aus dem Gelände ausgehoben worden ist. Die beiden Langseiten sind durch niedrige Kaimauern, die übrigen Seiten durch gepflasterte einfüssige Böschungen mit vorgesetzter Spundwand eingefasst, in welche drei gepflasterte Aufschleppen eingelegt sind. Zum Festmachen der Boote sind vier Reihen Haltepfähle geschlagen (ZfB. 1899, Bl. 16—1901, Statistik d. Bauten I, S. 32).

2. Seehäfen.

Die Seehäfen liegen entweder an Flüssen, oder am offenen Meer, oder mehr oder weniger entfernt von demselben, mit einem Seekanal als Verbindung.

a. Seehäfen an Flüssen.

Diese unterscheiden sich von grösseren Flusshäfen, ausser in der Regel durch eine grössere Ausstattung, nur dadurch, dass sie für grössere Seeschiffe zugänglich sind. Hier bildet oft der Fluss selbst den Vorhafen oder die Reede.

Offene Häfen.

Taf. 11, Fig. 1. Hafen von Bremen. Derselbe besteht aus einem grösseren Hafenbecken am rechten Weserufer, als dem eigentlichen Handelshafen, welcher etwa 1700 m Länge und 120 m Breite hat, und an den beiden Langseiten mit Schuppen und Lagerhäusern von der später besprochenen Art versehen ist. Weiter unten befindet

sich auf derselben Seite ein Winterhafen und noch weiter ein Holzhafen. Diese Anlagen wurden Mitte der achziger Jahre erbaut (DB. 1885, S. 157—CBl. 1885, S. 457—HZ. 1889, Bl. 2—AdP. 1891 I Pl. 34).

Taf. II, Fig. 2. Hafen von Hamburg. Dieser bedeutendste Hafen des Kontinents liegt etwa 90 km entfernt von der Elbemündung, und ist trotz des verhältnismässig starken Flutwechsels (im Mittel etwa 2 m), ein offener, für die grössten Handelsschiffe zugänglicher Seehafen. Seine hervorragende kommerzielle Bedeutung ist hauptsächlich durch seine weit landeinwärts geschobene Lage, sowie dadurch bedingt, dass derselbe der Endpunkt und Niederlagsplatz für die Binnenschiffahrt des ausgedehnten Elbegebiets, und zugleich ein Freihafen ist. Infolge dessen ist hier auch der Schiffsverkehr in den letzten Jahrzehenten in einer bedeutenden Zunahme begriffen gewesen, was wieder eine ständige Erweiterung der Hafenanlagen erforderlich gemacht hatte. Während sich vor dem um die Mitte der achziger Jahre vollbrachten Anschluss Hamburgs an den Zollverein (unter Beibehaltung des in der Figur mit einer gestrichelt punktierten Linie angedeuteten Freihafengebietes) der Hafen hauptsächlich auf die am rechten Elbeufer gelegenen Anlagen beschränkte, und am linken Ufer nur ein kleiner Petroleumhafen, sowie ein kleinerer und ein grösserer Holzhafen vorhanden war, wurden bei jener Gelegenheit an der Stelle dieser Holzhäfen zwei ausgedehnte Becken, nämlich der jetzige Moldauhafen und der Segelschiffshafen erbaut, nebstdem der Petroleumhafen eine ungefähr dreimal so grosse Fläche wie früher erhielt.

Später wurden zwischen dem Segelschiffhafen und dem Petroleumhafen zwei neue grosse Becken, der Hansahafen, und der Indiahafen ausgeführt.

In neuester Zeit sind infolge der fortwährenden mächtigen Entwicklung des Hafenverkehrs von Jahr zu Jahr Erweiterungen erforderlich gewesen. Vor allem sind die Ansprüche der Hamburg-Amerika-Linie ständig gewachsen, infolge dessen im Jahre 1899 von den Hamburger Behörden 20 Millionen Mark für den Bau eines neuen Hafens am s. g. Kuhwärder, dem am linken Ufer westlich gelegenen Gebiet, angewiesen, der nach Fertigstellung der zugehörigen Schuppen, Gleisanlagen u. s. w. an jene Gesellschaft verpachtet werden sollte. Inzwischen hatte der Betrieb der Gesellschaft derart zugenommen, dass die zur Verpachtung vorgesehenen und im Jahre 1901 noch in Bau begriffen gewesenen Anlagen nicht mehr genügend waren. Während damals diese Reederei 60 Ozeandampfer mit 263 417 Tonnen Laderaum besass, ist dieser Bestand bis zum Jahre 1900 auf 98 Dampfer mit zusammen 486 528 Tonnen gestiegen, und sollte nach Ablieferung der damals im Bau befindlich gewesenen Schiffe auf 113 Ozeandampfer mit insgesamt 585 128 Tonnen steigen, nebstdem die Zahl der der Reederei gehörigen Flussdampfer, Schlepper u. s. w. bedeutend gewachsen ist. Es wurden daher im Jahre 1901 von den Behörden noch 11 699 500 Mark für weitere Anlagen für Seeschiffe bewilligt.

Die für diese Summen ausgeführten Anlagen sind die mit gestrichelten Linien angedeuteten Hafenbecken. Die gemeinsame Einfahrt zu denselben ist 240 m breit und die Becken selbst sind an der Einfahrt etwa 200 m und am Ende 240 m breit, und im Mittel 1000 m lang. Das mittlere dieser Becken ist für Seeschiffe mit Massengütern (Getreide, Salpeter u. s. w.) bestimmt, uud wurde nicht der ganzen Länge nach mit Kaimauern versehen, sondern nur mit Pfeilern von 6 m Breite, in Abständen von 25 m, die zum Anlegen der Schiffe mit Streichpfählen und Pollern ausgerüstet sind. In der Mitte des Beckens befindet sich eine Reihe von Ducdalben, an denen zu beiden Seiten Schiffe vertaut werden können, welche unmittelbar in die oberelbischen Fahrzeuge überladen werden. Dieses Becken hat Raum für 35 Seeschiffe von 100 m mittlerer Länge. Das dritte dieser Becken erhielt allseitige Kaimauern und in der Mitte eine 700 m lange Reihe von Ducdalben, während das vierte nur an der Nordseite feste Mauern erhielt, und sind hier die Ufer mit Schuppen etc. versehen (ÖZ. 1886—ZdI. 1901, II, S. 1402—DB. 1901, S. 443).

Geschlossene Seehäfen (Dockhäfen) an Flüssen.

Bei Dockhäfen sind sowohl an Flüssen als auch am Meere s. g. Vorhäfen, Aussenhäfen oder Tidehäfen erforderlich, welche als Reeden dienen, wo sich die Schiffe auch während der Ebbe aufhalten können. Dieselben können auch zum Schutz des eigentlichen Hafens gegen die Meereswellen dienen, wenn nicht ein natürlicher Schutz durch Inseln etc. vorhanden. Statt dessen kommen bei grösserem Flutwechsel auch s. g. Halbtidehäfen zur Anwendung, welche mit einfachen Ebbetoren oder mittels Kammerschleusen geschlossen sind, und bei niedrigem Wasserstand bis zu etwa halber Flut geschlossen, bei höheren Wasserständen aber offen gehalten werden, und dadurch den Schiffen von halber bis zu ganzer Fluthöhe freie Ein- und Ausfahrt gestatten. Es können sich dann hier alle die Schiffe aufhalten, welche bei niedrigem Wasser ausserhalb keine genügende Tiefe finden, um dann entweder in den inneren Hafen, oder bei höherem Wasserstand nach aussen zu fahren. Solche Halbtidehäfen sind namentlich in England gebräuchlich.

Taf. II, Fig. 3. Die Häfen von Bremerhaven und Geestemünde. Der am rechten Ufer der Geeste-Mündung gelegene Hafen von Bremerhaven besteht aus drei grossen Hafenbecken, jedes mit besonderer durch eine Kammerschleuse geschlossenen Einfahrt von der Weser aus. Die Mündungen der Einfahrten sind hier mit Rücksicht auf die stärkere Strömung der Flut, als jene des Flusses, stromaufwärts gekehrt. Der am gegenüber liegenden Ufer der Geeste befindliche Hafen von Geestemünde besteht gegenwärtig aus einem Dockhafen mit dem Einlauf vom Geestefluss aus, und dem bei früherer Gelegenheit erwähnten offenen Fischerhafen (vergl. Taf. 8, Fig. 8). Der mittels Kammerschleuse geschlossene Dockhafen umfasst ein grösseres Becken (Handelshafen) und anschliessend an dasselbe einen kleineren Petroleumhafen (HZ. 1889, Bl. 1—AdP. 1891 I—Bh.).

» Fig. 4. Hafen von Brunsbüttel, am Westlichen Ende des Nord-Ostsee-Kanals bei dessen Einmündung in die Elbe, als Beispiel eines Kanalhafens. Es ist dies ein Dockhafen mit doppelter Flut- und Ebbeschleuse und mit einem Vorhafen, dessen Einlauf von beiderseitigen Molen eingefasst ist (ZfB. 1896, Bl. 55).

» Fig. 5. Hafen von Emden, Endhafen des Dortmund-Ems-Kanals. Bei diesem Dockhafen befindet sich zwischen dem äusseren Hafen und dem neuen Binnenhafen eine neue Kammerschleuse nebst zwei alten Schutzschleusen, welche beim früheren Tidehafen in Anwendung waren. Die Kammerschleuse ist in den Häuptern 15 m weit und zwischen den Drempeln 117 m lang, und hat eine Drempeltiefe von 6,7 m unter gewöhnlichem Hochwasser. Der Binnenhafen bildet ein Becken von 450 m Länge, 175 m Breite und 7 m Tiefe (ZfB. 1901—1902, Bl. 37).

» Fig. 6. Hafen von Antwerpen. Auch dieser Hafen verdankt seine hervorragende kommerzielle Bedeutung dem Umstande, dass derselbe trotz seiner weit landeinwärts geschobenen Lage (etwa 80 km von der Mündung der Schelde) und trotz des bedeutenden Flutwechsels (im Mittel etwa 4 m, bei Springtide bis zu etwa 7,5 m) für die grössten transatlantischen Schiffe zugänglich ist, und diesen am rechten Scheldeufer zu jeder Zeit wenigstens 8 m Tiefe bietet. Der Hafen ist hier teils offen, teils geschlossen, bestehend aus dem Flusse selbst, dessen rechtrufriger Kai auf eine Länge von 5500 m als Hafen dient, und einer Anzahl von künstlich gegrabenen Dockbassins, welche im Stadtgebiete liegen, und mittels Kammerschleusen geschlossen sind.

Der Schelde-Kai wurde, soweit derselbe in der Figur ersichtlich, auf eine Länge von 3500 m in den Jahren 1875—85 mit einem Kostenaufwande von 44 Millionen

Frs. erbaut. Derselbe ist in neuerster Zeit noch um weitere 2000 m stromaufwärts verlängert worden. Er ist von einer pneumatisch gegründeten Kaimauer von 6,3 m Höhe über Niederwasser eingefasst (siehe »Grundbau» Taf. 7, Fig. 10—10 c) und der ganzen Länge nach mit offenen eisernen Güterschuppen von der später beschriebenen Art versehen. Die Hafenbecken sind mit Rücksicht auf die Kosten für die Grabung und die Ufereinfassungen, sowie zur grösseren Bequemlichkeit für den Ladeverkehr durch den konstanten Wasserstand, als Docks angelegt. Dieselben haben eine ständige Wassertiefe von 7,2 bis 8,4 m, eine Gesamtfläche von 44,5 ha, eine nutzbare Kailänge mit Kaimauern von 5600 m und nutzbare Böschungen in einer Länge von 2500 m.

Die Aufrechterhaltung der grossen Tiefe des Flusses ist eine Folge der günstigen Wirkung der Ebbe- und Flutströmungen auf den lockeren Sandgrund, welche Strömungen hier eine ungefähr gleich grosse Geschwindigkeit des Flusses nach entgegensetzen Richtungen zur Folge haben, nämlich bezw. 1,9 und 1,86 m (ÖZ. 1886 —AdP. 1878—Engg. 1879—NA. 1879).

Taf. II, Fig. 7. Hafen von London. Nachdem die Themse vor London, trotz der Entfernung von etwa 45 km von der Mündung des Flusses einen Flutwechsel von etwa 4 bis 6 m besitzt, und zur Zeit der Ebbe nur eine Tiefe von etwa 4 m bietet, so können nur kleinere Schiffe die Ufer des Flusses zum Löschen und Laden und das Flussbett als Reede benutzen, während alle grösseren Fahrzeuge nur zur Zeit der Flut diesen Hafen erreichen können (bei welcher Gelegenheit im Flusse eine Tiefe von 8 bis 10 m vorhanden), und daselbst in eine der vielen Docks einlaufen müssen, welche den Hafen von London ausmachen. Diese grossartigen Hafenanlagen befinden sich sämtlich unterhalb der London Bridge, welche steinerne Brücke für grössere Schiffe nicht passierbar ist, während die in neuerer Zeit ausgeführte, weiter stromabwärts gelegene Tower-Bridge in einer Öffnung als Klappbrücke ausgeführt ist, und dadurch die grössten Schiffe durchlassen kann.

Das älteste dieser Docks ist das am rechten Ufer gelegene Greenland Dock, welches bereits im Jahre 1660 angelegt wurde, worauf erst im Jahre 1802 das eine der drei Becken des am linken Ufer gelegenen West-India Docks (Import Dock), 1805 das zweite (Export Dock) und erst im Jahre 1870 das dritte Becken dieser Gruppe (South Dock) zur Ausführung kam. Im Jahre 1805 wurden auf derselben Seite auch die mehr im Centrum der Stadt gelegenen London Docks mit einem Kostenaufwand von 4 Millionen Pf. St. angelegt. Dieselben umfassen eine Wasserfläche für 300 grosse Fahrzeuge und Lagerhäuser für 220 000 t Güter und 386 000 hl Wein. Im Jahre 1806 kamen die East-India Docks und 1812 gelegentlich der Eröffnung des Regents-Kanals das Limehouse Dock zur Ausführung. Im Jahre 1815 wurden die am rechten Ufer gegenüber den letzgenannten gelegenen Commercial Docks, und im Jahre 1828 die am weitesten flussaufwärts gelegenen Katherine-Docks dem Verkehr übergeben. Am grossartigsten sind die auf derselben Seite gelegenen, in einer Linie befindlichen Victoria- und Albert Docks, von denen ersteres im Jahre 1855 dem Verkehr übergeben wurde. Es hat eine Länge von 1006 m, eine Breite von 244 m (26 ha Wasserfläche), bei Hochwasser eine Tiefe von 8,5 m, und eine Kailänge von 2300 m. An der nördlichen Langseite wurden in Abständen von 159 m von Mitte zu Mitte Zungenmolen (Zungenkais) von 135 m Länge und 42 m Breite mit darauf aufgeführten Lagerhäusern, und zwischen denselben später kleinere Zungenmolen angelegt. Die Einfahrtsschleuse hat eine Länge von 100,6 m und ein Breite von 24,4 m.

Die Lage der Einfahrt zum Victoria Dock hat sich aber bald als unzweckmässig erwiesen, indem sie sich an einer verhältnismässig schmalen Stelle mit lebhaftem Schiffsverkehr befindet, weshalb beschlossen wurde, vom östlichen Ende des Docks parallel mit dem Fluss einen Verbindungskanal nach dem unteren Ende der Flusskrümmung herzustellen. Es wurde aber noch während der Ausführung dieses im Jahre 1873 begonnenen Kanals dessen Erweiterung zu dem im Jahre 1880 eröff-

neten Albert Dock beschlossen. Dieses besteht aus einem Halbtidebassin und dem Hauptbassin, von denen letzteres eine Länge von etwa 2000 m und eine Breite 149,3 m hat. Bei demselben wurde im Interesse des freien Verkehrs von der Anlage von Zungenmolen abgesehen. Die Einfahrtschleuse zu diesem Dock hat drei Tore und eine Länge von 122 m zwischen den inneren, und von 167,5 m zwischen den äusseren Toren, eine Breite von 24,4 m und eine Wassertiefe von 9,15 m unter Hochwasser. Die Entfernung der beiden Mündungen der Victoria- und Albertdocks beträgt in gerader Linie fast 5 km.

Diese waren bis in die neuere Zeit unter den Londoner Docks die zuletzt ausgeführten, nachdem aber zum Londoner Hafengebiet das ganze Gebiet der Themse bis zur Mündung gerechnet wird, so gehört hierzu eigentlich auch der später an der Mündung des Flusses ausgeführte Hafen von Tilbury. In neuester Zeit wurde beschlossen, südlich vom Albert Dock zwischen diesem und der Themse ein parallel mit demselben laufendes neues Dock anzulegen, welches sowohl durch eine eigene Schleuse mit der Themse, als auch mit dem Albert Dock in Verbindung stehen soll.

Taf. II, Fig. 8. Hafen von Tilbury. Da sich die beim Victoria Dock erwähnte Schwierigkeit der Einfahrt bei den weiter flussaufwärts gelegenen West- & East-India Docks in noch höherem Grad geltend macht, und diese Docks dem zugenommenen Tiefgang der grössten Schiffe nicht mehr entsprachen, so wurde von dieser Gesellschaft in den Jahren 1882—85 der Hafen von Tilbury an der Mündung der Themse erbaut. Für die Wahl dieser Stelle war auch noch der Umstand massgebend, dass für grössere Fahrzeuge die Fahrt auf der Themse infolge der zahlreichen Krümmungen und Untiefen, und des oft vorkommenden Nebels besonders schwer und zeitraubend ist, nebstdem grössere Schiffe zur Zeit der Ebbe nicht bis nach London gelangen können, sondern hierzu zwei Tiden erforderlich sind, wodurch fast 24 Stunden verloren gehen. Hierzu kommen auch noch die verhältnismässig hohen Lootsenabgaben für die Themsefahrt.

Dieses Dock besteht aus einem geräumigen offenen Vorhafen von 7,8 ha Fläche, einer kleinsten und grössten Wassertiefe von bezw. 7,93 m und 14 m und mit einer Einfahrtsweite von 91,4 m. Die vom Vorhafen zum Dock führende Kammerschleuse hat drei Tore, mit Kammerlängen von bezw. 169 und 216 m, bei einer Breite von 24,38 m und einer Tiefe von 7,62 bis 13,71 m. Das Dock selbst hat eine Tiefe von 11,68 m unter Hochwasser und besteht aus einem Hauptbassin von 9,3 ha Fläche, von welchem sich drei Seitenbassins von bezw. 3,7, 4,5 und 3,7 ha Fläche, und ein Kohlenbassin von 1,9 ha Fläche abzweigen. Zwischen den Seitenbassins befinden sich zwei geräumige Zungenmolen von je 448 m Länge und 115 Breite, welche mit Lagerhäusern und Eisenbahngleisen versehen sind. Neben der Einfahrtschleuse befinden sich zwei Trockendocks (IFF. 1886—CBl. 1885, S. 111).

Mit Ausnahme des Millwall-, Commercial- und Limehouse Docks sind alle übrigen Docks des Londoner Hafens gegenwärtig Eigentum der London and India Docks Company, welche in ihren Lagerhäusern Platz für 900 000 Tonnen Güter hat.

Der Import und Export von London soll mehr als jener von Hamburg und Antwerpen zusammengenommen betragen.

b. Seehäfen am Meere.

Offene Seehäfen.

Die am Meere gelegenen offenen Häfen bestehen entweder aus natürlichen, von Landzungen, Inseln oder Hafendämmen geschützten Buchten, oder durch Ha-

fendämme dem offenen Meer abgewonnenen Gebieten, oder aus künstlich gegrabenen Becken. Sie sind im wesentlichen von gleicher Art wie die offenen Seehäfen an Flüssen.

Taf. 12, Fig. 1. Hafen von Helsingfors. Dieser grösste Hafen der finnischen Küste besteht aus einer ausgedehnten, durch davor liegende Inseln geschützten Reede auf der östlichen Seite der Stadt (Kronbergs fjärden), mit drei davon abgezweigten Hafenbecken, nämlich dem Südlichen Hafen *A* (Södra hamnen), dem Sörnäs-Hafen *B* (Sörnäs hamnen) und dem Nördlichen Hafen *C* (Norra hamnen), wozu noch der auf der westlichen Stadtseite gelegene, gleichfalls durch Inseln und eine Mole geschützte Sandviks-Hafen *D* (Sandviks hamnen) kommt. Der Südliche Hafen, dessen Einzelanordnung aus Fig. 1 a zu ersehen, ist als der allgemeine Haupthafen, mit ausgedehnten Kaianlagen, Schuppen und Lagerhäusern versehen, während der Sörnäs Hafen hauptsächlich als Holzexport-Hafen, der Nördliche Hafen hauptsächlich als Holzhafen für den Bedarf der Stadt, und der Sandviks-Hafen für gewisse bestimmte Waren zur Anwendung kommt. Die Häfen *A*, *B* und *D* sind mit Eisenbahngleisen versehen, welche durch zwei Zweigbahnen, die um die westliche Seite der Stadt geführte Hafenbahn und die Sörnäs-Bahn mit dem Bahnhof der Stadt in Verbindung stehen.

Der Hafen von Helsingfors ist wie die übrigen finnischen Häfen, mit Ausnahme jenes von Hangö, während der Monate December bis April durch Eishindernisse für die Schiffahrt gesperrt. Doch wird in neuerer Zeit hier auch während eines Teiles dieser Zeit der Verkehr mit Hilfe von Eisbrech-Schiffen aufrecht erhalten (AB. 1895).

» Fig. 2. Hafen von Hangö. Derselbe liegt am äussersten Ende der Landzunge von Hangö. Durch seine ins Meer hinausgeschobene Lage am südlichsten Punkt Finnlands, ist dies der einzige den ganzen Winter hindurch offene Hafen des Landes. Derselbe besteht aus einer natürlichen, durch Inseln und einen Hafendamm (Mole) geschützten Bucht. Das Anlegen der Schiffe geschieht teils an die Mole, welche mit dreifachem Eisenbahngleis und einem Uferkrahn versehen ist, teils an die dahinter befindlichen Kais. Bei ruhigem Wetter wird auch die Aussenseite der Mole zum Anlegen der Schiffe benutzt. Da diese Kaianlagen in letzter Zeit ungenügend geworden sind, wird gegenwärtig die Mole, wie mit punktierten Linien angedeutet, bis zu der gegenüber liegenden Insel Högholmen verlängert und verbreitert, und die zu einem Molenkopf gewordene Insel selbst, nebst einem Teil der Mole zu Kai- und Schuppenanlagen ausgenutzt (AB. 1895).

» Fig. 3. Hafen von Fiume. Dieser einzige Seehafen Ungarns, besteht der Hauptsache nach aus einem geräumigen Becken, welches durch eine Mole von über 1300 m Länge (Molo Maria Theresia) dem offenen Meere abgewonnen worden ist. Am Ufer befinden sich mehrere Zungenmolen, welche mit Schuppen und Lagerhäusern versehen sind. Die gesamte Kailänge beträgt 5800 m.

Bis zum Jahre 1872 war dieser Hafen sehr unbedeutend, derselbe wurde aber seitdem mit einem Kostenaufwande von 68 Millionen Kronen erweitert. Für die nächste Zukunft sind auf der südwestlichen Seite der Stadt neue Hafenanlagen vorgesehen, wofür etwa 12 Millionen Kr. verausgabt werden sollen (TFF. 1902).

» Fig. 4. Hafen von Triest. Dieser wichtigste Seehafen Österreichs ist ein Freihafen und besteht aus dem an der eigentlichen Stadt liegenden Alten Hafen (Porto vecchio), und dem in dessen Fortsetzung nördlich gelegenen Neuen Hafen (Porto nuovo) dessen Gebiet den Freihafen bildet. Ersterer befindet sich zum grösseren Teil im Schutz einer alten Mole (Molo S. Teresa), und besteht aus einem längs der Front der Stadt laufenden Kai mit mehreren von demselben vorspringenden Zungenmolen, während der Neue Hafen aus einem grösseren, durch einen freistehenden Hafendamm (Wellenbrecher) geschützten Becken mit vier geräumigen Zungenmolen besteht. Schuppen, Lagerhäuser und Eisenbahngleise befinden sich

hier sowohl an den Ufern, als auch auf den Zungenmolen. Hier liegt auch das durch eine gestrichelt-punktierte Linie angedeutete Freihafengebiet. Die gesamten Anlagekosten dieses bereits im Jahre 1884 eröffneten Neuen Hafens beliefen sich auf ca. 73 Millionen Kronen.

Nachdem sich diese Anlagen für die starke Zunahme des Verkehrs als ungenügend erwiesen haben, ist in neuester Zeit die Anlage eines weiteren ausgedehnten Hafens an der südlichen Seite der Stadt (in der Bucht von Muggia) beschlossen worden, welcher nach gleichem Muster wie der Porto nuovo angeordnet sein soll. Ein Teil dieser Anlagen ist, wie in der Figur angedeutet, bereits ausgeführt (ÖZ. 1879—1884—GGC. 1902).

Taf. 12, Fig. 5. Hafen von Malmö. Während vor etwa 25 Jahren dieser wichtigste Seehafen Schwedens aus einem kleineren Becken, dem jetzigen Inneren Hafen (Inre hamnen) und dem davon abgezweigten Dockhafen und Werft-Bassin bestand, wurde später durch den Bau zweier ins Meer hinausgeschobenen Molen ein geräumiger Äusserer Hafen (Yttre hamnen), nebst einem Dampfschiff-Hafen (Angbåtshamnen) gewonnen. Diese Molen werden auf der Innenseite der ganzen Länge nach zum Anlegen der Schiffe benutzt. Die Weite der Einfahrtsöffnung zwischen denselben beträgt 70 m.

Nachdem aber diese Anlagen in neuester Zeit ungenügend geworden sind, wurde im Jahre 1892 auf Grund eines Wettbewerbes (wobei der erste Preis einem deutschen Fachmann, dem Regierungs- und Baurat E. Kummer in Danzig zufiel) unter Zugrundelegung seines Entwurfes, die Ausführung der in der Figur ersichtlichen neuen Hafenanlagen beschlossen. Diese bestehen aus drei geräumigen Becken von 150 und 100 m Breite, mit zwei dazwischen befindlichen Zungenmolen, welche vom offenen Meere östlich von den früheren Anlagen gewonnen werden sollten. Hiervon ist vorläufig nur das Bassin I zur Ausführung gekommen, und ist die Einfahrt zum neuen Hafen durch zwei freistehende Wellenbrecher geschützt (TFF. 1902).

» Fig. 6. Der Freihafen von Kopenhagen. Wie aus der Lage der alten Uferlinie zu ersehen, ist dieser anfangs der neunziger Jahre erbaute Freihafen gänzlich durch Vorbauen von Molen der offenen See abgewonnen worden, und besteht aus fünf Hafenbecken mit 4,7 bis 9,42 m Wassertiefe. Die Einfahrt ist durch einen freistehenden Wellenbrecher geschützt (Den tekniske Forenings Tidskrift, Kopenhagen, 1894—95—TFF. 1895).

» Fig. 7. Hafen von Reval. Derselbe ist gegen Westen und Norden durch eine vom westlichen Ufer ausgehende hoch über die Wasserfläche reichende Mole und drei freistehende Wellenbrecher geschützt, welche sämtlich aus grossen Steinkisten bestehen. Der Raum zwischen den freistehenden Wellenbrechern dient als Kriegshafen. Im Inneren sind zwei Zungenmolen vorgeschoben, von denen die westliche im Zickzack gezogene ein unzeitgemässes hölzernes Pfahlwerk ist und hauptsächlich als Landungsbrücke für den Personenverkehr dient, während die östliche mit dem angrenzenden östlichen Bassin, mit Güterschuppen, einem Getreide-Speicher und Eisenbahngleisen versehen ist. Die Wassertiefe beträgt hier etwa 6 his 7,5 m.

Ausserhalb des Hafens befindet sich eine natürliche, von Inseln geschützte Reede. Eine zeitgemässe Umgestaltung des alten Hafens ist für die nächste Zukunft in Aussicht gestellt (ZfB. 1880, Bl. 60—TFF. 1902).

» Fig. 8. Hafen von Genua. Ursprünglich bestand dieser Hafen nur aus einer natürlichen Bucht, wovon der östliche durch die Alte Mole (Molo vecchio) geschützte Teil den mit Kaianlagen und Zungenmolen versehenen eigentlichen Hafen, der westliche Teil aber die Reede ausmachte, für deren Schutz später auf der westlichen Seite die Neue Mole (Molo nuovo) errichtet wurde (vergl. ZfB. 1887, Bl. 31).

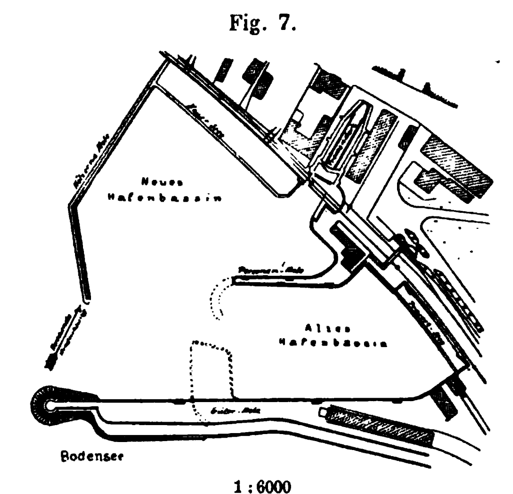
Seitdem aber durch den Bau der Gotthardbahn seit Ende der siebziger Jahre der Hafen vom Genua zu einem wichtigen Stapelplatz geworden ist, sind an dem-

selben bedeutende Erweiterungen vorgenommen worden, bestehend in einer Verlängerung des »Molo nuovo» durch den im Winkel gezogenen »Molo Galliera»und den gegenüber erbauten »Molo Giano», welche den neuen Vorhafen umfassen, und welche auf der inneren Seite auch zum Anlegen der Schiffe benutzt werden. Im inneren, eigentlichen Hafen kamen am nördlichen und westlichen Ufer die mit Güterschuppen belegten grossen Zungenmolen zur Ausführung, nebstdem der »Molo vecchio» erweitert und gleichfalls mit Schuppen versehen wurde. Hinter dem »Molo Giano» sind zwei Trockendocks angelegt worden (Schw. Bztg. 1902, Okt. S. 180— GGC. 1902).

Taf. 13, Fig. 1. Hafen von Dover. Gegenwärtig besteht dieser Hafen ausser aus einigen Docks für kleinere Fahrzeuge, aus der seiner Zeit berühmt gewesenen westlichen Mole, wo die Schiffe anlegen und nur insofern Schutz finden, als sie je nach der Windrichtung auf der einen oder der anderen Seite anlegen. Man ist aber gegenwärtig im Begriffe hier durch Anlage der mit punktierten Linien angedeuteten Hafendämme in der offenen See einen grossartigen Krigshafen zu errichten. Zu dem Zwecke wird die alte westliche Mole verlängert, ihr gegenüber eine neue Mole von etwa 900 m Länge ausgeführt, und zwischen diesen ein freistehender Wellenbrecher von etwa 1300 m Länge hergestellt. Hiervon sind die beiden Molen gegenwärtig in Ausführung. Die beiden Einfahrten sollen eine Weite von ungefähr 240 und 210 m erhalten (TFF. 1902).

» Fig. 2. Der Kriegshafen von Kiel, als Beispiel eines aus dem Gelände ausgehobenen offenen Seehafens. Derselbe besteht aus einem Ausrüstungsbassin von etwa 220 m Breite und 300 m Länge mit einer Einfahrt von 100 m Breite, und einem Bau-Bassin von 220 m Länge und Breite. Die umgebendeu Gebäude sind teils Werkstätten, teils Magazine. Da dieser Hafen in der geschützten Kieler Bucht liegt, ist ein Schutz für die Einfahrt hier nicht erforderlich (Zdl. 1901, S. 1258).

Fig. 7.



1 : 6000
Hafen von Bregenz am Bodensee.

Als Beispiel eines durch Molen im offenen Wasser angelegten Hafens an einem grösseren Binnensee, wird noch der obenstehende Lageplan des Hafens von Bregenz gegeben.

Geschlossene Häfen am Meere.

Diese Häfen unterscheiden sich von den Dockhäfen an Flüssen nur dadurch, dass die Einfahrt, an Stellen wo kein natürlicher Schutz vorhanden, durch Hafendämme geschützt ist.

Taf. 13, Fig. 3. Hafen von Great-Grimsby. Dieser an der Ausmündung des Humber-Flusses in die Nordsee liegende Hafen, ist, da der Fluss hier eine weite Bucht bildet, der Strömung und den Wellen ausgesetzt, weshalb der Einlauf durch zwei Molen geschützt ist, wobei der von denselben eingeschlossene Raum als Tiedehafen dient, welcher mit den Docks durch eine grössere und eine kleinere Kammerschleuse in Verbindung steht. Neben den Docks für die Handelsschiffe befinden sich noch zwei Fischerhafen-Docks mit besonderer Einfahrt. Von diesen ist das südlichere in neuester Zeit erweitert worden (ZfB. 1894, Bl. 66—ÖM. 1902, S. 324).

C. Hafendämme.

Hafendämme sind Bauwerke, welche entweder nur zum Schutz gegen Wellen und Strömung, oder nebstdem auch zum Anlegen der Schiffe als Kais benutzt werden, oder auch nur zu letzterem Zwecke dienen. Hafendämme der ersten zwei Arten werden, je nachdem sie vom Lande ausgehen, oder freistehend sind, bezw. Molen und Wellenbrecher genannt, es wird aber auch teils der eine, teils der andere dieser zwei Ausdrücke für beide Arten gebraucht.[1]) Im folgenden sollen vorläufig nur diese Arten behandelt werden, während die nur zum Anlegen der Schiffe dienenden, Zungenmolen, Zungenkais, Ladezungen, Ladebrücken, sowie Landungs- oder Anlandebrücken genannten Hafendämme bei späterer Gelegenheit besprochen werden sollen.

I. Allgemeine Anordnung der Molen und Wellenbrecher.

Die Molen werden entweder einzeln oder meistens paarweise angewendet, und können geradlinig, gebrochen oder gekrümmt sein. Die gekrümmte Form kann von der Beschaffenheit des Bodens bedingt sein, es bezweckt aber bei zwei Molen die nach dem äusseren Ende zu zusammenlaufende (konvexe) Form meistens die Gewinnung einer grösseren Breite für die eingeschlossene Wasserfläche, wodurch die eindringenden Wellen mehr geschwächt werden, nebstem hierbei an der Aussenseite die Strömung besser abgeleitet wird, infolge dessen dabei Versandungen weniger leicht vorkommen. Dagegen hat diese Anordnung den Nachteil, dass dabei die Strömung nach dem Einlauf zu getrieben wird. Man hat daher oft bei einzelnen Molen und Wellenbrechern zur Ableitung der Strömung von der Einfahrt, das Ende nach aussen abgeschwenkt, wie dies z. B. bei den Molen von Hangö, Fiume, und beim Wellenbrecher am Neuen Hafen von Triest zu ersehen ist (vergl. Taf. 12, Fig. 2, 3 & 4). Aus demselben Grunde pflegt man auch an Stellen wo nur Strömung vorkommt und sich keine Wellen geltend machen

---

[1]) Der Ausdruck »Mole» ist italienischen Ursprungs, heisst aber auf italienisch »Molo», welche letztere Bezeichnung auch in Österreich-Ungarn in deutscher Sprache benutzt wird (siehe die Häfen von Triest und Fiume). Hier wird auch für die Zungenmolen der gleiche Ausdruck benutzt, während man aber dieselben in Italien (z. B. in Genua) »ponti» (Brücken) oder »sporgenti» (Vorsprünge) nennt.

— wie dies bei Hafeneinläufen an Flüssen der Fall ist — doppelte Molen nach aussen auseinanderlaufend (konkav) anzuordnen (vergl. Taf. 11, Fig. 4, 5, 7, 8).

Die geradlinigen doppelten Molen können parallel, oder nach dem Ende zu zusammenlaufend (konvergierend) sein. Die letztere Anordnung hat gleichfalls den Vorteil, dass die eindringenden Wellen dabei mehr geschwächt werden, nebstdem dabei auf der Aussenseite die Strömung besser abgeleitet wird. Es kann aber die parallele Anordnung erforderlich sein, wenn es notwendig ist, die zwischen den Molen aus- und eingehende Strömung zusammenzuhalten um der Versandung der Einfahrt entgegenzuwirken, wie solche bei Hafeneinfahrten an Flussmündungen vorzukommen pflegt. Um aber hierbei zu vermeiden, dass die Wellen ungeschwächt in den Hafen gelangen, so hat man auch parallele Molen gekrümmt ausgeführt, und zwar mit der konvexen Seite auf der Seite des häufigsten Seeganges (siehe z. B. die Molen von Swinemünde, Taf. 13, Fig. 6). Parallele Molen haben auch noch den Nachteil, dass bei der geringen Breite der Wasserfläche das Ein- und Ausfahren von Segelschiffen erschwert ist.

Zur Vermeidung der Gefahr, dass die einlaufenden Schiffe gegen die Einfassungen der Einlaufmündung getrieben werden, soll die Richtung der Einfahrt mit jener des stärksten Seeganges möglichst zusammenfallen. Nachdem aber dies andererseits den Nachteil hat, dass die stärksten Wellen in den Vorhafen getrieben werden, so gibt man der Einfahrt zweckmässig eine Richtung welche mit jener des stärksten Seeganges eines spitzen Winkel bildet, nebstdem zur Deckung der Einfahrt die windseitige Mole etwas länger ausgeführt wird. Während aber hierdurch vermieden wird, dass die Schiffe durch Wind oder Seegang von der Seite der längeren Mole gegen den Kopf der kürzeren getrieben werden, erwächst dabei dagegen der Nachteil, dass bei zeitweiligem starken Wind oder Strömung von entgegengesetzter Richtung der Einlauf erschwert wird, nebstdem sich dann vor der längeren Mole Sandablagerungen bilden. Es ist daher die Verlängerung der einen Mole über die andere bei häufig wechselndem Wind oder Strömung nicht angezeigt.

Die freistehenden Wellenbrecher werden entweder einsam vor natürlichen Buchten, oder zwischen, bezw. vor den Enden (Köpfen) von Molen oder anderen Wellenbrechern angelegt, wodurch zwei oder mehrere Einfahrten entstehen.

Die Weite der Einfahrt zwischen den Köpfen der Hafendämme soll zur möglichsten Schwächung des Seeganges nie weiter sein, als für das sichere Einlaufen der Schiffe erforderlich. Die kleinste zulässige Weite ist dadurch bedingt, dass zwei grösste Schiffe mit nötigem Spielraum (gleich der Schiffsbreite) an einander vorbei fahren können. Damit aber durch ein in der Einfahrt aufgehaltenes Schiff (Bagger u. s. w.), die Zufahrt nicht gesperrt werde, so ist es angezeigt, die Weite der Einfahrt entsprechend der dreifachen Schiffsbreite nebst nötigem Spielraum anzunehmen. Je nach der Grösse des Vehrkehrs beträgt die Weite etwa 30 bis 100 m.

Um den Hafen bei jeder Windrichtung leicht zugänglieh zu machen, sind oft zwei oder mehrere Einfahrten vorhanden.

Ferner wird dort, wo bei der Ausmündung von Hafenstrassen in das Meer durch zusammenlaufende Molen eine mehr oder weniger ausgedehnte Reede gebildet wird, die eigentliche Mündung der Hafenstrasse innerhalb der Reede oft noch durch besondere kleinere Molen geschützt (vergl. Taf. 13, Fig. 8, 9 & 11).

Zur Markierung der Einfahrt pflegen die Molenköpfe mit Leuchtfeuern (Hafenfeuern) versehen zu sein. Von den Köpfen aus wird auch oft bei Sturm den einlaufenden Schiffen durch Zuwerfen eines Taues und Einziehen derselben mittels Winde Hilfe geleistet.

Zu den Beispielen über die allgemeine Anordnung der Hafendämme, welche bereits aus den früher angeführten Lageplänen verschiedener Häfen hervorgehen, mögen hier noch die folgenden hinzugefügt werden.

Taf. 13, Fig. 4. Einfahrt zum Wasserwege nach Rotterdam mit parallelen Molen, wobei die nördliche mit dem längeren Teile nach einwärts geknickt ist. Die Fahrstrasse selbst besteht aus dem regulierten Scheuerflusse, welcher durch Einschränkungswerke und Deiche bei Haardingen auf eine Breite von 450 m und an der Mündung auf 900 m Breite begrenzt ist (Rž. I, S. 321, Taf. 5).

» Fig. 5. Molen an der Hafeneinfahrt von Neufahrwasser, welche gleichfalls auf eine gewisse Länge parallel sind, worauf die bedeutend längere Ostmole soweit nach einwärts geschwenkt ist, dass ihr Ende in die Verlängerung der Westmole fällt (AdP. 1891, I, Pl. 25).

» Fig. 6. Parallele gekrümmte Molen an der Hafeneinfahrt von Swinemünde (AdP. 1891, I, Pl. 23).

» Fig. 7. Geradlinige konvergierende Molen bei der Einfahrt zum Suez-Kanal zu Port Said. Die längere Mole ist etwas nach einwärts geknickt. Der Raum *R* dient als Reede (Hdl.—Frz.—NTT. 1887—IFF. 1885).

» Fig. 8. Einfahrt zum Seekanal von Amsterdam zu Ymuiden, mit geradlinigen konvergierenden, gleich langen Molen, welche am Ende beide stark nach einwärts geschwenkt sind (Hdl.—Frz.—NTT. 1887—IFF. 1885).

» Fig. 9. Konvex gekrümmte Molen an der Mündung des Wire-Flusses (NTT. 1887—IFF. 1885).

» Fig. 10. Freistehender gebrochener Wellenbrecher im Hafen von Smyrna (ÖZ. 1887, Taf. XIV).

» Fig. 11. Hafeneinfahrt von Bizerta (Tunis), mit geradlinigen konvergierenden Molen, nebst einem freistehenden Wellenbrecher vor deren Mündung und inneren Molen vor der Mündung des vom Mittelländischen Meer zum Bizerta-See frühenden Hafenkanals. Diese Hafenanlagen bestanden früher (seit 1891) nur aus den beiden den Vorhafen einschliessenden, gleich langen Molen mit einer Einfahrtsöffnung von 420 m Weite. Es hat sich aber diese Öffnung als zu weit erwiesen, indem sich dabei die Wellen bis zur Mündung des Kanals vordrängten und eine starke Versandung des Vorhafens sich geltend machte. Ein weiterer Nachteil dieser Anordnung bestand darin, dass es dabei für feindliche Kriegsschiffe möglich gewesen wäre, geraden Weges in den Kanal einzulaufen, bevor dies durch Beschiessung von den seitlich gelegenen Forts hätte verhindert werden können. Zur Vermeidung dieser Übelstände wurde in den Jahren 1901—03 die nördliche Mole entsprechend der punktierten Linie um 200 m verlängert und vor der Mündung ein freistehender Wellenbrecher von 610 m Länge errichtet. Hierdurch wurden zwei seitliche Einfahrten geschaffen, von denen die nördliche eine Weite von 320 m und

die südliche eine solche von 680 m erhielt (GC. 1902, Tome XLII, lauf. N:o 1066, 1067, 1068).

2. Konstruktion der Hafendämme.

Man unterscheidet durchbrochene und geschlossene Hafendämme, sowie dem Materiale nach Hafendämme aus Holz, Busch, Eisen, natürlichen oder künstlichen losen Steinen, Mauerwerk und Beton. Die Wahl der Bauart ist von mehreren Umständen abhängig, namentlich aber von der Wassertiefe und der Stärke des Wellenschlages, bezw. von der Lage des Hafens, sowie von den zur Verfügung stehenden Materialien und Geldmitteln. Von Wichtigkeit ist auch der Umstand, ob an der bezüglichen Stelle der Bohrwurm auftritt oder nicht, was auf die mehr oder weniger weit gehende Verwendbarkeit von Holzkonstruktionen von Einfluss ist.

Nachdem die gegen die Wand eines Hafendammes wirkende Stosskraft der Wellen in eine nach aufwärts und eine nach abwärts gerichtete, den Boden aufwühlende Komponente zerfällt, so ist diese Komponente umso weniger schädlich, je tiefer das Wasser ist. Nachdem ferner der Rauminhalt des Dammkörpers bezw. die Anlagekosten umso kleiner sind, je steiler die Seitenwände, so sind im allgemeinen mit Rücksicht auf diese Umstände bei seichtem Wasser und losem Boden flache, bei tiefem Wasser und festem Boden dagegen steile Seitenwände angezeigt. Andererseits ist aber zu beachten, dass sich der Wellenstoss gegen den Dammkörper umsomehr geltend macht, und damit die Sicherheit gegen Umkippen umso kleiner ist, je steiler die Wände sind.

Betreffend der anzuwendenden Materialien ist zu beachten, dass hölzerne Pfähle im allgemeinen nur bis zu Längen von etwa 15 bis 18 m erhältlich sind, daher sich ihre Anwendung zu Hafendämmen nur bei mässigen Wassertiefen und bei Sand- oder festerem Tonboden eignet. Dagegen kann das Holz in Form von Steinkisten auch bei grösseren Tiefen und weniger festem Boden mit Vorteil benutzt werden, sofern dagegen, ebenso wie bei den Pfählen nicht das Auftreten des Bohrwurmes hinderlich ist. Buschwerk kann namentlich bei weichem Boden mit Vorteil benutzt werden, hat aber den Nachteil starker Sackungen, wodurch eine gesicherte Krone schwer zu erhalten ist, und grössere Unterhaltungskosten bedingt sein können. Ferner hat das Eisen, trotzdem dasselbe unter Wasser gegen das Rosten nicht geschützt werden kann, gegenüber dem Holze zwar den Vorteil grösserer Dauerhaftigkeit (namentlich beim Auftreten des Bohrwurmes), kann aber der grösseren Kostspieligkeit wegen selten in Frage kommen.

Die Hafendämme erhalten eine Höhe von etwa 1 bis 2 m über dem höchsten Wasserstand. Da sie hierbei von den Wellen überschlagen werden, so werden diejenigen massiven Hafendämme, welche zu jeder Zeit begehbar sein sollen, mit einer s. g. Brustwehr (Brustmauer, Brüstung, Parapetmauer) versehen, be-

stehend aus einer an der Aussenkante aufgeführten Mauer von etwa 2 bis 3 m Höhe. Die Begehbarkeit ist erforderlich, teils bei Hafendämmen welche zugleich als Lade- oder Anlandebrücken dienen, teils behufs Hilfeleistung für einlaufende Schiffe, teils auch zur Bedienung des allenfalls am Kopfe befindlichen Leuchtfeuers. Bei zwei Molen wird gewöhnlich nur die eine mit Brüstung versehen. Behufs Zugänglichkeit des Molenkopfes hat man auch unter der Krone einen gedeckten Kanal angelegt.

a. Durchbrochene Hafendämme.

Die nur selten vorkommenden durchbrochenen Hafendämme bestehen meistens aus hölzernen Pfahlwerken, selten aus eisernen Gerüsten oder gemauerten Pfeilern, und kommen teils mit Rücksicht auf ihre verhältnismässig kleinen Anlagekosten zur Anwendung, teils um an Stellen wo der eingeschlossene Raum einer Versandung und Verschlickung ausgesetzt ist, mittels der durchdringenden Strömung eine Reinhaltung desselben zu erreichen. Es können hierbei auch die durch die Einfahrt einlaufenden Wellen von den seitlich eindringenden Komponenten der Wellenkraft geschwächt werden, nebstdem dabei der Angriff gegen den Damm schwächer ist als bei geschlossener Wand. Andererseits haben aber die Durchbrechungen den Nachteil, dass dabei zeitweilig ein zu starkes seitliches Eindringen der Wellen stattfinden kann, und dass solche Werke im allgemeinen eine geringe Stabilität haben. Zur Erhöhung der letzteren und zur Einschränkung des Durchdringens der Wellen auf ein gewisses Mass, hat man auch den unteren Teil bis zu entsprechender Höhe aus Steinschüttungen, Steinkisten oder Mauerwerk ausgeführt.

Taf. 13, Fig. 12. Durchbrochene hölzerne Mole im Hafen von Pillau, bestehend aus einem offenen Pfahlwerk mit darüber liegender Laufbrücke und mit Steinschüttung *a* zur Befestigung des Fusses. Ausser durch die Laufbrücke sind die Pfahljoche auch durch seitliche wagrechte Reibhölzer mit einander verbunden (ZfB. 1886, S. 529—HZ. 1883, S. 250).

» Fig. 13. Teilweise durchbrochene Hölzerne Mole in den Häfen von Dünkirchen und Cherbourg, bestehend aus eingerammten und verholmten Grundpfählen, und einem aufgesetzten Zimmerwerk, welches bis zu halber Höhe zwischen seitlichen Bohlenwänden mit Steinen hinterfüllt ist. Statt Steinen wird zur Füllung auch Busch mit Steinbelastung verwendet (Hg.—Nbg.).

» Fig. 14. Eiserne Mole mit hölzernem Unterbau im Hafen von Havre. Hier besteht der Unterbau gleichfalls aus eingerammten und verholmten Pfählen mit seitlichen Spundwänden und dazwischen eingebrachter Steinfüllung, während der Überbau aus Walzeisen-Böcken besteht, welche in der Längenrichtung durch ⊔ - Eisen in drei Reihen über einander und durch eine Laufbrücke mit einander verbunden sind (Engg. 1889, II, S. 619).

» Fig. 15—15 a. Eiserner Wellenbrecher im Hafen von Adelaïde, welcher aus Pfahljochen mit je vier Schraubenpfählen und einer zwischen denselben eingehängten Wand aus Eisendraht besteht (Nbg.).

» Fig. 16—16 a. Eiserne Mole mit teilweiser Betonfüllung zu Portugalete, am Einlauf zum Hafen von Bilbao (an der Mündung des Nervion-Flusses). Früher bestand an der Flussmündung nur eine bis zum Punkte *A* (Fig. 15) gezogene Mole. Nachdem aber dies nicht genügend war, um der Versandung der Mün-

dung durch die Meeresströmung entgegenzuwirken, wurde in den Jahren 1887—88 diese Mole um 800 m verlängert, wovon die ersten 600 m auf die Länge *AB* aus einer kräftigen Steinschüttung bis zur Niederwasserhöhe, und einem bis zu 3 m Höhe über Hochwasser stehenden eisernen Gerüst, mit einem durchgehenden bis zu 0,3 m Höhe unter Hochwasser reichenden Betonkörper besteht (Fig. 16 a). Das Eisengerüst besteht aus zwei Reihen Schraubenpfähle, welche paarweise in einer gegenseitigen Entfernung von 3 m zu Jochen verbunden sind. Der auf der Steinschüttung aufgeführte Betonkörper hat an der Basis eine Breite von 4,5 m und eine Höhe von 4,2 m. Diese Höhe hat sich als genügend erwiesen, um die Strömung des Meeres vom Fahrwasser abzuhalten. Die äussersten 200 m der Mole bestehen aus einer massiven Steinkonstruktion, welche später besprochen werden soll.

Die Mole wird auch als Anlande- und Ladebrücke verwendet, und ist zu dem Zwecke die Krone mit Bohlenbelag und doppeltem Gleis versehen (GC. Tome XIV (1888—89), S. 276).

Taf. 14, Fig. 1—1 a. Eiserne Mole an der Einfahrt zum Hafen von Bajonne (Mündung des Adour-Flusses). Früher wurde diese Flussmündung durch Sandbänke beeinträchtigt, welche bei hohem Wasserstand im Flusse durch denselben in die See geschoben, bei heftigem Seegang aber in die Mündung des Flusses getrieben wurden. Diesem Übelstand wurde früher durch die Anlage zweier durchbrochener Pfahlwerkmolen abgeholfen, welche aber durch die heftige See und den Bohrwurm stark angegriffen wurden. Es wurde daher der weiter hinaus ragende Teil der Molen durch eiserne Pfahldämme ersetzt, bestehend aus gusseisernen Röhren *aa* von 2 m Durchmesser, welche in gegenseitigen Abständen von 5 m von Mitte zu Mitte mittels Luftdruck versenkt (7,3 bis 11,8 m tief unter tiefster Ebbe), mit Beton ausgefüllt, und durch ein leichtes eisernes Gerüst nebst einer Laufbrücke mit einander verbunden wurden. An der Sohle wurden Steinwürfe bis auf 3 m Höhe unter der niedrigsten Ebbe hergestellt, und wird der Zwischenraum zwischen den Säulen durch eingelegte hölzerne Schützen *b* den Bedürfnissen entsprechend geregelt. Die Anlagekosten betrugen 3000 Frs. f. d. lauf. Meter der Mole (Frdm. 110).

» Fig. 2—2 a. Projekt zur südlichen Mole des Hafens von Sunderland, bestehend aus einem bis zu 0,6 m unter Niederwasser reichenden Unterbau aus dicht neben einander versenkten, durch dübelartige Schlösser mit einander verbundenen Beton-Senkbrunnen, welche bis zu dem auf ca. 7,5 m Tiefe unter der Sohle liegenden Felsen versenkt, und dann mit schwachem Beton gefüllt werden sollten. Auf diesem durchgehenden Unterbau sollten einzelne Betonblöcke mit Zwischenräumen aufgeführt werden, um die Wellen in dem Masse durchzulassen, dass die Einfahrt gespült und eine Ablagerung der Sinkstoffe, besw. ein Verschlämmen der Einfahrt vermieden werden sollte. Bei ungünstigem Erfolg sollten die Zwischenräume nachträglich mit Beton gefüllt werden (NTT. 1887, S. 85, Pl. IV).

b. Geschlossene Hafendämme.

Diese Hafendämme bestehen in der einfachsten Ausführung aus hölzernen oder eisernen Gerüsten, welche durch vorgelegte Spund- oder Bohlenwände für die Wellen undurchdringlich gemacht werden, ferner aus Dammkörpern, welche nach Art der Buhnen aus Busch, Steinkisten, Steinschüttungen zwischen Pfahlwänden, freien Steinschüttungen, künstlichen Steinblöcken, sowie aus Beton oder Mauerwerk bestehen.

Hafendämme aus Holz, Eisen, Steinkisten und Steinschüttungen zwischen Pfahlwänden.

Bei verhältnismässig kleiner Wassertiefe und schwachen Wellen können hölzerne oder eiserne Gerüste von gleicher Art wie bei den durchbrochenen Hafendämmen, zusammen mit einer Spund- oder Bohlenwand von entsprechender Höhe zur Anwendung kommen.

Taf. 14, Fig. 3. Mole an der Einfahrt zum Vorhafen des Tyne-Docks zu Shields bei Newcastle (an der Mündung des Tyne-Flusses), bestehend aus einem eingerammten Pfahlgerüst mit Spundwand an der Aussenseite (ZfB. 1883, Bl. 41).

» Fig. 4. Mole des Hafens von Bregenz am Bodensee, welche aus einem eingerammten Pfahlgerüst, mit Steinschüttung und beiderseitiger Bohlenverschalung gebildet ist (vergl. Textfig. 7) (ÖZ. 1892, Taf. XXIII).

Hafendämme aus Steinkisten bestehen in der einfachsten Anordnung aus Holzkasten in Form eines mit Bohlen verschalten Balkengerippes, welche mit Steinen gefüllt sind. Gewöhnlich werden aber dieselben behufs grösserer Dauerhaftigkeit mit Blockwänden aus Rundhölzern oder gezimmerten Balken hergestellt, und bestehen dieselben dann je nach der Breite, entweder nur aus den beiden Aussenwänden und den dieselben verbindenden Querwänden, oder es kommen zur Absteifung der Querwände auch noch Zwischenwände in der Längsrichtung hinzu. Die Dämme sind dann entweder ganz aus Holz, oder wird der über Wasser befindliche Teil aus Mauerwerk, eventuell auch mit Erdmaterial als Hinterfüllung, hergestellt. Dieselben erhalten gewöhnlich behufs Ebnung des Bodens, besserer Verteilung des Druckes und Vermeidung von Verschiebungen eine Steinschüttung als Unterlage und werden bis zu einer gewissen Höhe in Stücken von entsprechender Länge am Ufer aufgebaut, dann schwimmend zur Versenkungsstelle gebracht und unter allmählicher Belastung mit eingefülltem Steinmaterial und Erhöhung der Wände versenkt.

In Finnland und in den nordischen Ländern überhaupt, wo die Anwendung von Steinkisten zu Hafenbauten allgemein üblich ist, werden dieselben oft auch zur Winterzeit auf dem Eise ausgeführt und dann zur Versenkungsstelle verschoben. Bei weichem und geneigtem Boden wird zur Vermeidung von nachträglichen Verschiebungen bis zu festeren Erdschichten gebaggert und dann erst die Steinschüttung eingebracht. Von Wichtigkeit ist es ferner, dass bei der seeseitigen Aussenwand die Fugen möglichst dicht ausgeführt werden, da sonst dieselben von den sandbemengten Wassermassen, welche vom Wellendruck durchgepresst werden, immer mehr erweitert werden und zur Zerstörung der Wand Veranlassung geben können. Wegen der Vergänglichkeit des Holzes über Wasser werden die Steinkisten überall dort wo die Mittel es erlauben, nur bis zu einer entsprechenden Höhe unter der Niederwasserfläche emporgeführt, während der Überbau aus

Mauerwerk oder Beton hergestellt wird. Die folgenden Beispiele zeigen einige Anordnungen dieser Art.

Taf. 14, Fig. 5. Mole im Hafen von Calais, bestehend aus einem Steinkasten, welcher aus einem Holzgerippe, mit Bohlenverschalung an den Aussenwänden zusammengesetzt ist (Hg.—Nbg.).

» Fig. 6. Amerikanische Steinkistenmole (Crib-Pier) am Lake Pepin, bei Stockholm. Derselbe bezweckt den Schutz der Schiffe gegen Wellenschlag und Eisgang, hat eine Länge von 147 m und ist im mittleren Teil mit Erde und Kies gefüllt (ZfB. 1895, Erg. Heft, Bl. XV).

» Fig. 7. Steinkistendamm im Hafen von Reval (vergl. Taf. 12, Fig. 7) (Nbg.).

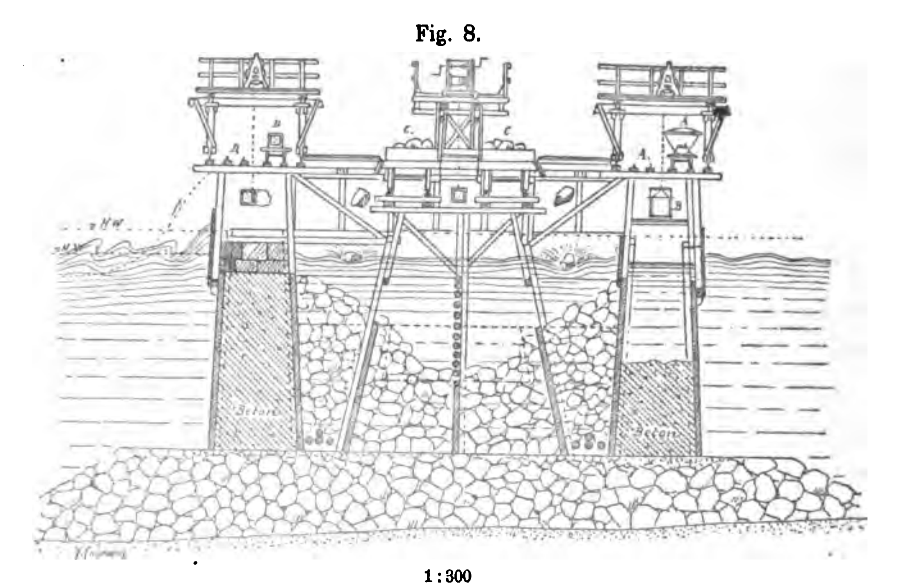
» Fig. 8. Mole im Hafen von Raå, wobei der unter Wasser befindliche Teil aus einer Reihe einfacher Steinkisten und der Aufbau über Wasser aus Beton mit Quaderverkleidung besteht. Auf der Seeseite ist die Mole mittels Steinwurf gegen Unterspülung gesichert. Auf der inneren Seite ist die Wand zum Anlegen von Schiffen mit Reibhölzern versehen (ZfB. 1880).

» Fig. 9. Mole des Hafens von Malmö. Hier besteht der Molenkörper unter Wasser aus einer Reihe von Steinkisten mit Mittelwand und einem Überbau mit Brüstung aus Mauerwerk, woran sich auf der Seeseite eine bis zur Höhe der Krone emporgeführte gepflasterte Böschung mit vorgesetzter Balkenwand und Steinschüttung anschliesst (ZfB. 1880).

» Fig. 10. Mole mit Steinkisten- und Bohlwerkseinfassung (Bornholm) (ZfB. 1878, Textbl. E.).

» Fig. 11. Querschnitt der Mole von Hangö. Bei dieser im Jahre 1890 ausgeführten, von der früheren Richtung abgeschwenkten Verlängerung der alten Mole (vergl. Taf. 12, Fig. 2) bestand der Boden aus einer geneigten Schlammschicht von 0,6 bis 1,2 m Dicke, worauf eine Schicht von feinem Sand von 8,9 bis 11,8 m Mächtigkeit und darauf Kies und Fels folgte. Es wurde daher als Fundament für die Kisten vorerst eine Steinschüttung von 3,4 bis 4,8 m Höhe eingebracht. Der Molenkörper besteht aus über die ganze Breite reichenden Steinkisten von 20 m Breite 7,5 m Höhe und 11 m Länge in der Richtung der Längenachse der Mole. Dieselben sind bis zu einer Höhe von 0,5 m unter Niederwasser aufgeführt, und

Fig. 8.



1:300

Mole von Hangö während der Ausführung.

besteht das innere Gefüge aus Querwänden in Abständen von 2 m und fünf Zwischenwänden in der Längsrichtung. Von den hierdurch entstandenen Zellen wurden die an den äusseren Reihen zunächst liegenden, zur Aufnahme von Belastungssteinen beim Versenken, mit Böden versehen. Von den übrigen Zellen wurden die inneren nach vollbrachter Versenkung gleichfalls mit Steinmaterial, die an den Aussenwänden liegenden aber mit Beton gefüllt. Letzteres geschah teils behufs Dichtung der Aussenwände, um dadurch die vorgenannten Nachteile von offenen Fugen zu vermeiden, teils um für die darauf gestellten Ufermauern ein festes Fundament zu erhalten. Die Krone trägt auf der Innenseite eine Plattform von 8 m Breite und drei Eisenbahngleise für den Ladeverkehr. Damit bei ruhigem Wetter und Mangel an Platz im Inneren des Hafens auch an der Aussenseite Schiffe anlegen können, sind beide Seiten mit Reibhölzern und Pollern versehen.

Obenstehende Textfigur 8 zeigt den Querschnitt des Bauwerkes während der Ausführung.

Bei der früher genannten, gegenwärtig in Ausführung befindlichen weiteren Verlängerung dieser Mole soll dieselbe zugleich von der Wurzel nach dem Ende zu auf eine Gesamtbreite von bezw. 29 und 100 m erweitert werden, so dass darauf 4 Gleise und am Ende auch Schuppen Platz finden werden (AB. 1895—IFF. 1896).

Anstatt Steinkisten werden bei geeigneten örtlichen Verhältnissen auch doppelte, gegenseitig verankerte Pfahlwände mit dazwischen eingebrachter Steinschüttung angewendet, welche auf der Aussenseite durch eine vorgelegte Steinschüttung gegen Unterwaschung geschützt werden. Diese (s. g. Hagen'sche) Anordnung ist ihrer Einfachheit halber sehr beliebt, hat aber den Nachteil, dass sie wegen der Beschränktheit der Pfahllängen nur bei mässigen Wassertiefen und bei einem Boden anwendbar ist, wo die Pfähle nicht besonders tief niedergeführt zu werden brauchen um fest zu stehen. Behufs grösserer Dauerhaftigkeit werden auch hier die Pfähle möglichst nur bis unter die Niederwasserfläche emporgeführt. Statt dessen hat man beim Auftreten des Bohrwurmes auch eiserne Pfahlwände angewendet, wie dies beispielsweise bei einzelnen Häfen am Schwarzen Meer geschehen ist, wo zu dem Zwecke Eisenbahnschienen und Zangen aus Winkeleisen und ⊔-Eisen verwendet worden sind. Die Anordnung solcher Hafendämme mit hölzernen Pfahlwänden ist aus den nachstehenden Beispielen zu ersehen.

Taf. 14, Fig. 12. Mole am Vorhafen von Pillau (am Frischen Haff), bestehend aus Steinschüttung zwischen zwei Pfahlwänden, welche durch beiderseitige hölzerne Zangen und eiserne Zugstangen gegenseitig verankert sind. Zum Schutz gegen Unterwaschung ist an der Aussenseite eine geböschte Steinschüttung angebracht (ZfB. 1882, S. 282).

» Fig. 13. Mole des Hafens von Stolpemünde, welche von gleicher Art ist wie die vorige, wobei aber die Steinschüttung nur bis zu ungefähr 0,4 m Höhe über dem normalen Wasserstand empor reicht, auf welcher dann ein Überbau, bestehend aus einem mit Brustwehr versehenen durchgehenden Mauerwerkkörper von 3 m Höhe, aufgeführt ist. Die Pfahlwände haben einen gegenseitigen Abstand von 6,3 m und bestehen aus Pfählen von 37 bis 42 cm Durchmesser, in Abständen von 47 cm. Dieselben sind im Mittel 4,4 m tief eingerammt.

Damit in solchen Fällen der Mauerwerkkörper durch die unvermeidlichen Setzungen des Steinwurfes nicht beschädigt werde, muss derselbe eine genügende Mächtigkeit haben.

Die Aussenseite ist hier gegen den Wellenschlag durch eine vorgesetzte Stein-

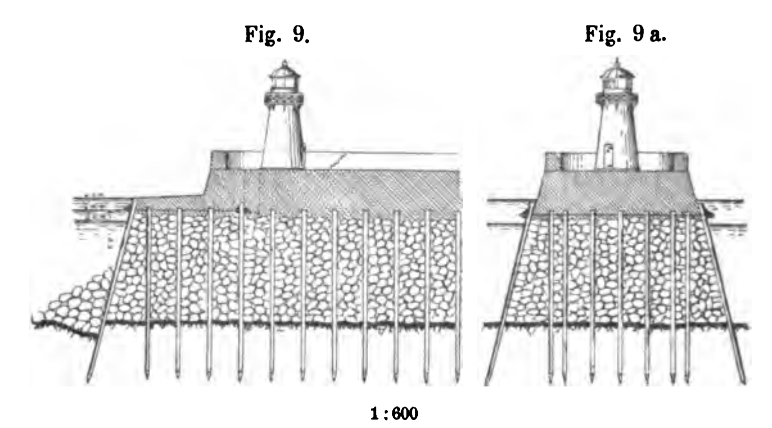
schüttung geschützt, welche an der Oberfläche mit künstlichen Steinblöcken belegt ist. Die Konstruktion hat sich hier verhältnismässig gut gehalten (ZfB. 1882, S. 286—1883, S. 82—1897—IFF. 1885, Pl. 17—TFF. 1902).

Taf. 14, Fig. 14—14 d. Ostmole der Einfahrt nach Swinemünde. Fig. 14 zeigt den Querschnitt der Mole, welche somit die gleiche allgemeine Anordnung zeigt wie in den vorigen Beispielen, wobei aber zwischen den Umfassungswänden noch Gründugspfähle geschlagen sind. Aus Fig. 14 a ist die Anordnung der Verankerung der Pfahlwände und aus 14 b—14 c die Ausführung des Molenkopfes zu ersehen (AdP. 1891 I, Pl. 23).

» Fig. 15—15 a. Westmole der Einfahrt zum Hafen von Neufahrwasser (vergl. Lageplan der Einfahrt Taf. 13, Fig. 5), mit Steinschüttung zwischen Pfahlwänden, sowie mit drei Reihen Zwischenpfähle und einem Überbau aus Mauerwerk von gleicher Art wie in den vorigen Beispielen. Durch die Zwischenpfähle ist für den Mauerkörper ein festes Fundament geschaffen. Fig. 15 a zeigt das Bauwerk während der Ausführung. Hierbei waren sämtliche Pfahlreihen bis zu ungef. 2 m Höhe über der Wasserfläche emporgeführt und durch Querhölzer mit einander verbunden, auf welchen ein doppeltes Gleis für die Zufuhr von Steinen u. s. w. angebracht war. Die äusseren Pfahlreihen wurden dann etwa 0,5 m hoch über, und die mittleren ebenso tief unter der Wasserfläche abgeschnitten (AdP. 1891 I, Pl. 26 —CBl. 1883, S. 201—ZfB. 1882, Bl. 284).

Die nachstehenden Textfiguren 9—9 a zeigen bezw. den Längen- und Querschnitt des Kopfes der in gleicher Weise ausgeführten Nordmole zu Pillau (CBl. 1883, S. 30).

Fig. 9. Fig. 9 a.



1:600

Kopf der Nordmole des Hafens von Pillau.

Hafendämme aus Busch zusammen mit Steinschüttungen.

An Stellen wo der Boden zu weich und nachgiebig ist, um durch Steinschüttungen belastet werden zu können, oder wo Steinmaterial schwer erhältlich ist, kann der Dammkörper auch aus Busch in Form von Packwerk oder Sinkstücken, für sich allein, oder zusammen mit Steinschüttungen, behufs Minderung und gleichmässiger Verteilung des Druckes angewendet werden. Die folgenden Beispiele zeigen einige Anlagen dieser Art.

Taf. 14, Fig. 16, Querschnitt der Ostmole am Einlauf zum Hafen von Emden, bestehend aus einem zwischen niedrigen Pfahlwänden eingefassten, an der Oberfläche abgepflasterten Packwerkskörper (vergl. den Lageplan des Hafens, Taf. 11, Fig. 5) (ZfB. 1902, Bl. 37).

Taf. 14, Fig. 17. Mole des Hafens von Colbergermünde, bestehend aus einem geböschten Steinschüttungskörper mit einem Kern von Sinkstücken in drei Lagen. Krone und Böschungen sind, soweit sie über Wasser liegen, gepflastert, und ist die Krone mit einer Brustwehr versehen (IFF. 1885, Pl. 21).

» Fig. 18. Querschnitt der Molen des Wasserweges nach Rotterdam (vergl. Lageplan, Taf. 13, Fig. 4), mit gleicher Anordnung wie im vorigen Falle, wobei aber Sinkstücke in mehreren Lagen über einander zur Anwendung gekommen sind. Krone und Böschungen sind über Niederwasser auch hier gepflastert. Nachdem aber erstere in der Höhe der Hochwasserfläche liegt, und daher nicht begehbar ist, so ist bei der einen der beiden Molen über der Krone eine von eingerammten Pfählen getragene hölzerne Brücke angeordnet (Rž. I, S. 321, Taf. 5).

« Fig. 19. Ostmole von Neufahrwasser (vergl. Lageplan, Taf. 13, Fig. 5 & Westmole Taf. 14, Fig. 15—15 a). Hier besteht der Dammkörper unter Mittelwasser auf der Seeseite aus drei Lagen Sinkstücke und auf der inneren Seite aus Steinkisten, über welchen eine nach der Seeseite mit dreifacher und nach der Innenseite mit einfacher Anlage geböschte, gepflasterte Steinschüttung angebracht ist. Auf der inneren Seite befindet sich neben dem Damm eine besondere, an einer Pfahlreihe mittels Konsolen angebrachte Laufbrücke (AdP. 1891 I, Pl. 26).

Hafendämme aus Steinschüttungen, künstlichen Steinblöcken und aus Mauerwerk.

Hafendämme der vorher besprochenen Art haben den Nachteil, dass die über Wasser befindlichen Teile des Steinschüttungskörpers den Wellen ausgesetzt sind und bei heftigeren Angriffen die Steine umso leichter verschoben werden, je mehr freie Angriffsflächen dieselben erbieten und je geringer ihr Gewicht ist. Dieser Nachteil macht sich umsomehr geltend, je mehr am Damme Setzungen vorkommen und dadurch die Oberfläche verschoben wird. Es wird daher zur Vermeidung dieses Übelstandes oft nur der untere Teil des Dammkörpers, soweit derselbe nicht im Bereich der Wellen liegt, aus Steinschüttung, der obere dagegen aus im Verband versetzten grösseren künstlichen Steinblöcken, der über Wasser stehende Teil oft auch aus durchgehendem Mauerwerk oder Beton ausgeführt.

Diese Steinschüttungen bestehen aus Bruchsteinen, oft in Grössen verschiedener Kategorie, wobei die kleineren im Kern und die grösseren an den Böschungen zur Anwendung kommen. Für den Kern wird auch Kies und Sand verwendet, was nebst der Billigkeit auch den Vorteil der grösseren Dichtigkeit des Dammkörpers hat, wodurch die Setzungen geringer werden.

Bei weichem Boden senkt sich derselbe unter der Steinschüttung mehr oder weniger, während er an den Seiten emporgedrückt wird. Dem kann, bis zu einem gewissen Grad, durch vorherige Einbringung eines Sandbettes entgegengewirkt, und dadurch der Vorteil erreicht werden, dass sowohl an Steinmaterial gespart wird, als auch die sonst etwa erforderlichen Baggerungen der emporgedrückten Teile vermieden werden. Die gleiche Wirkung kann auch eine aus Sinkstücken bestehende Unterlage haben.

Die Herstellung dieser Steinschüttungen geschieht wie jene der Steinbuhnen, entweder durch Zufuhr des Materials vom Lande aus auf einem provisorischen Gerüst, unter Anwendung von Gleisen und Kippwagen, oder durch Zufuhr mittels Prahmen, die wie die Baggerprahme durch Boden- oder Seitenklappen, oder durch Kippen und Abrutschen vom Deck aus entleert werden.

Die künstlichen Steinblöcke werden entweder aus Stampfbeton in besonderen Formkasten hergestellt, oder aus Bruchsteinmauerwerk mit hydraulischen Mörtel aufgemauert. Je nach der Stärke der Wellen erhalten die Blöcke mehr oder weniger grosse Abmessungen, gewöhnlich bis zu etwa 130 cbm Rauminhalt, bezw. 300 t Gewicht, es sind aber in neuester Zeit auch Blöcke von mehr als zwanzigmal so grossem Gewicht zur Anwendung gekommen. Die künstlichen Blöcke werden nach etwa zwei- bis sechswöchentlicher Erhärtung versenkt, was gewöhnlich in der Art geschieht, dass sie auf Rollwagen dem Ufer zugeführt, hier mittels Laufkranen auf Prahme versetzt und von diesen wieder an Ort und Stelle durch Schwimmkrane oder durch Laufkrane, welche sich auf der Krone des fertigen Teiles des Dammes befinden, abgehoben und ohne Mörtel im Verband versetzt werden. Im letzteren Falle geschieht die Zufuhr der Blöcke auch auf der Krone des Dammes. Bei den Blöcken der grössten Abmessungen, wie solche in neuester Zeit zur Anwendung gekommen sind, kann diese Versenkungsweise nicht zur Anwendung kommen, sondern werden dieselben als gemauerte Senkkasten schwimmend zur Stelle gebracht, mittels Wasserballast versenkt und dann mit Stampfbeton ausgefüllt.

Beim Versetzen der Blöcke ist ein dichter Fugenschluss von besonderer Wichtigkeit, da sonst die Fugen auch hier vom durchgepressten Sand immer mehr erweitert werden.

Taf. 15, Fig. 1. Südliche Mole der Einfahrt zum Hafen von Ramsay auf der Insel Man, bestehend nur aus auf einander geschichteten Betonblöcken, welche unmittelbar auf den Sandboden mit einer Spundwand-Einfassung versetzt worden sind. Da der Seegang hier ein verhältnismässig schwacher ist, haben sich diese Molen trotz der verhältnismässig schwachen Abmessungen unter 15 Jahren sehr gut gehalten. Bei Springtide-Niederwasser liegen dieselben ganz trocken (NTT. 1887, S. 47).

» Fig. 2. Querschnitt des Wellenbrechers im Hafen von Smyrna (vergl. Lageplan Taf. 13, Fig. 10) (ÖZ. 1887, Taf. XV).

» Fig. 3—4. Molen des Hafens von Libau. Bei der letzteren Anordnung ist behufs gleichmässiger Druckverteilung als Unterlage für die Steinschüttung *a* eine Lage Sinkstücke *b* von 0,9 m Höhe zur Anwendung gekommen. Die Böschungen der Steinschüttung sind mit Granitblöcken von $^1/_4$ t Gewicht belegt (ZfB. 1880, Bl. 37—IFF. 1884, Pl. 23—CBl. 1889, S. 220—NA. 1888, Pl. 45).

» Fig. 5. Mole des Hafens von Odessa, wobei vier Schichten Betonblöcke in einer Gesamthöhe von etwa 6 m zur Anwendung gekommen sind, welche bis etwas über die Wasserfläche empor reichen, und über welchen dann ein durchgehender Mauerkörper mit Brustmauer aufgeführt ist (DB. 1888, S. 458 CBl. 1889, S. 338).

Taf. 15, Fig. 6. Mole der Einfahrt zum Hafen von Amsterdam zu Ymuiden, (vergl. Lageplan, Taf. 13, Fig. 8). Diese Molen haben eine gleiche Länge von etwa 1550 m, sind in einer Tiefe von 7 m unter Niederwasser erbaut, und erheben sich etwa 4 m über diesen Wasserspiegel. Die eingeschlossene Fläche bildet eine Reede von etwa 100 ha. An der Mündung des Kanals sind zur Sicherung der Einfahrt noch zwei kleinere Molen von je 335 m Länge aus Faschinen-Packwerk und Steinen angelegt. Dis Hauptmolen bestehen unterst aus einer schwachen Steinschüttung und darüber aus einem Mauerkörper von 11 bis 13 m Höhe, bestehend aus Betonblöcken von 6 bis 10 t Gewicht, welche unter Wasser ohne Mörtel, über demselben in Cementmörtel versetzt, und durch eiserne Krampen mit einander verbunden worden sind, um sie während der Ausführung gegen eine Verschiebung durch den Wellendruck so lange zu sichern, bis die darüber liegenden Schichten ausgeführt waren. Den obersten Abschluss bildet ein durchgehender Betonkörper von 1,5 m Höhe.

Behufs Minderung der Setzungen wurde mit dem Versetzen der Blöcke erst begonnen, nachdem die Steinschüttung ein Jahr lang für sich gestanden war. Zur Sicherung gegen Unterwaschung wurden auf der Aussenböschung der Steinschüttung Betonblöcke von 10 bis 20 t Gewicht verstürzt (AdP. 1890, Pl. 13—ZfB. 1872, S. 383).

» Fig. 7—7 a. Querschnitt und Ausführung der Mole zu Portugalete, in den äussersten 200 m der Länge, während der übrige Teil entsprechend der früheren Beschreibung (vergl. Taf. 13, Fig. 16—16 a) aus einer durchbrochenen Eisenkonstruktion ausgeführt ist. Dieser steinerne Teil der Mole ist aus einer bis zur Niederwasserfläche emporgeführten Steinschüttung, und einem Überbau, bestehend aus einem von Betonblöcken eingefassten Betonkern, hergestellt. Die kräftige Brüstung von 4 m Höhe und 3 m Dicke besteht aus Stampfbeton. Fig. 7 a zeigt die Anordnung des bei der Versenkung der Blöcke angewendeten Kranes. Derselbe wurde von der Firma L. Stuckenholz in Westfalen geliefert, hatte ein Gewicht von ca. 76 000 kg und kostete 88 000 Frs. (GC. 1889 I, N:o 18).

» Fig. 8—8 b. Querschnitt des freistehenden Hafendammes (Wellenbrechers) in Triest (vergl. Lageplan, Taf. 12, Fig. 4). Derselbe besteht aus einer mächtigen Steinschüttung mit 1 $^1/_2$ füssigen Böschungen, welche auf der Seeseite bis über die Wasserfläche emporgeführt ist, während auf der Innenseite von 6 m Tiefe an eine aus versenkten künstlichen Steinblöcken bestehende Kaimauer nebst Kai von 12,0 m Breite, zum Anlegen der Schiffe aufgeführt ist. Auf der Seeseite ist zum Schutz des Kais eine gemauerte Brustwehr hergestellt. Die Steinschüttung besteht hier aus Bruchsteinen verschiedener Kategorie, die kleinsten für den Kern und dann nach aussen an Dicke zunehmend, nämlich Blöcke der 1. Kategorie von 1000 bis 1300 kg, der 2. Kat. von 1300 bis 4000 kg, und der 3. Kat. über 4000 kg, dann ungesonderte Bruchsteine und Kleinmaterial.

Dieser Hafendamm befindet sich in einer Wassertiefe von 16 m, hat 870 000 cbm Steinmaterial beansprucht, und dauerte dessen Ausführung 6 $^1/_2$ Jahre. Die Zufuhr des Steinmaterials geschah mittels Deckschiffen und Klappschiffen, erstere für Blöcke, letztere für gemischtes Material. Die Deckschiffe hatten die in Fig. 8 b ersichtliche Anordnung, wobei das Ausladen dadurch erfolgte, dass ein bei beladenem Schiff unter der Wasserlinie befindlicher wasserdichter Kasten *a* durch Öffnen eines Ventils mit Wasser gefüllt wurde, wodurch sich das Schiff neigte und das am Deck befindliche Material zum Abrutschen kam. Infolge der Entlastung hob sich dann das Schiff so hoch, dass das Wasser aus dem Kasten wieder abgelassen werden konnte.

Der Damm ist in Übereinstimmung mit Fig. 8 a in der Mitte in den weichen Schlammboden um 8 m gesunken, während auf den Seiten der Boden bis zu 4,5 m Höhe über die ursprüngliche Lage emporgedrückt worden ist (ÖZ. 1874, S. 257—1879, S. 82, 104—1882, S. 135—AB. 1876, S. 105—DB. 1875, S. 87).

Die gleiche Anordnung kam auch bei dem »Molo Maria-Theresia» des Ha-

fens von Fiume zur Anwendung (vergl. Taf. 12, Fig. 3). Doch war dort die Wassertiefe bedeutend grösser, so dass dieselbe schon bei $^2/_3$ der Länge 38,0 m betrug. Dem entsprechend war hier auch die Breite der gleichfalls mit $1\,^1/_2$ füssigen Böschungen versehenen Mole bedeutend grösser (ÖZ. 1882, S. 135, Bl. 37).

Taf. 15, Fig. 9. Querschnitt des »Molo Galliera« zu Genua (vergl. Lageplan, Taf. 12, Fig. 8). Diese in den Jahren 1877—1888 erbaute Mole besteht aus einer bis zur Wasserfläche emporgeführten Steinschüttung und einer gemauerten Kaianlage auf der inneren Seite, nebst einer kräftigen Brustmauer. Kai- und Brustmauer sind auf einem Betonbett gegründet. Die seeseitige Böschung ist unterhalb durch einen Bewurf von grösseren natürlichen Blöcken und in der Wasserfläche durch einen Vorbau von im Verband versetzten künstlichen Blöcken *B* befestigt. Nichts destoweniger wurde aber diese Anlage zu Ende des Jahres 1898 gelegentlich eines heftigen Sturmes teilweise zerstört, indem auf der Strecke *AB* (Taf. 12, Fig. 8) der mit punktierten Linien angedeutete, die Blockvorlage bildende Teil des Dammes fortgespült, in der Strecke *CD* aber nebst der teilweisen Zerstörung der Blockvorlage *B* auch die Brustmauer fortgerissen wurde. Dabei wurden die Teile bis zu einem Abstand von 10 m von ihrem ursprünglichen Standpunkt verschoben. Der grösste, am weitesten verschobene Block hatte einen Inhalt von 440 cbm und ein Gewicht von 1012 t (Schw. Bztg. 1902, Okt. S. 180).

» Fig. 10. Zungenmole im Hafen von Bregenz (Personen-Mole, vergl. Lageplan Textfigur 7), mit Steinschüttung unter der Wasserfläche, und beiderseitigen, auf Betonbett gegründeten Ufermauern über derselben. Wie aus dem Lageplan zu ersehen, war diese jetzige innere Zungenmole früher eine Hauptmole (ÖZ. 1892, Taf. XXIII).

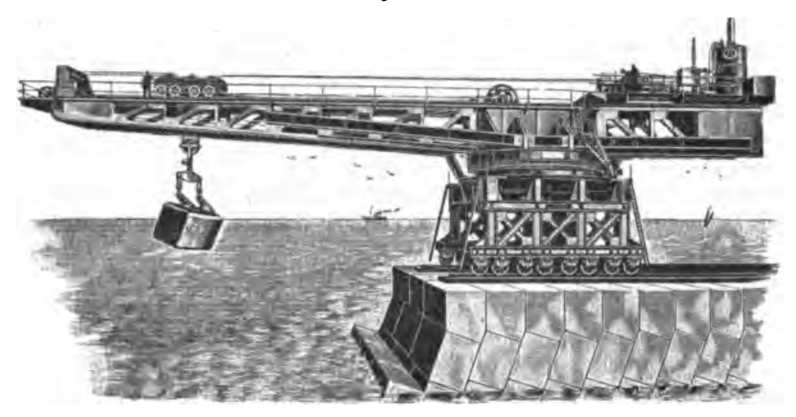
» Fig. 11. Mole im Hafen von Brest. Hier beträgt der Flutwechsel 8 m und besteht die Anlage aus einer bis zu etwa 1,8 m Tiefe unter Niederwasser aufgeführten Steinschüttung, auf welcher vorerst eine über diesen Wasserstand reichende Schicht von Steinblöcken von etwa 3 m Höhe versetzt und darauf eine Mörtelmauer mit Quaderverkleidung von 9 m Höhe mit beiderseitigen Brustmauern, aufgeführt wurde (NA. 1875, Pl. 7—8).

» Fig. 12. Querschnitt des »Molo S. Carlo« in Triest (vergl. Lageplan, Taf. 12, Fig. 4). Dies ist zwar eine im Inneren des Hafens gelegene, für den Lade- und Personenverkehr bestimmte Zungenmole, da sie aber bei gewissen Windrichtungen gar keinen Schutz hat, so dient dieselbe, wie auch die meisten der übrigen Zungenmolen auf jener Seite des Hafens als Schutzmole, indem dann die Schiffe auf der jeweiligen Leeseite anlegen.

Dieselbe besteht aus einer bis zu etwa 9 m Tiefe unter der Niederwasserfläche aufgeführten Steinschüttung und beiderseitigen Betonmauern *A*, welche bis über die Wasserfläche emporgeführt sind, und auf welchen noch Kaimauern *B* aus Quadermauerwerk aufgesetzt sind. Der Zwischenraum zwischen diesen Mauern ist mit Erde ausgefüllt und gepflastert. Die Ausführung der Betonmauern geschah unter Anwendung von provisorischen Holzwänden (AB. 1876, Bl. 23).

» Fig. 13—13 a. Mole aus Steinschüttung und künstlichen Blöcken mit aufrechter, etwas geneigter Schichtung. Diese in brittischen Häfen (Kurrachee, Colombo, Gibraltar) angewendete Konstruktion hat den Vorteil, dass sich jede Schicht für sich unabhängig von den übrigen setzen kann, und dass sich dabei die Fugen infolge des durch die schiefe Lage bedingten Aufeinanderliegens der Schichten immer dicht halten. In Kurrachee wurden Blöcke von 3,6 × 2,4 × 1,4 m (ungef, 28 t Gewicht), je drei über einander, und zwei nebeneinander in jeder Schicht, ohne Querverband verwendet, während bei der später ausgeführten Mole in Gibraltar (Hafenbau der Admiralität) Blöcke von 36 t mit Querverband zur Anwendung kamen. Textfig. 10 zeigt eine Abbildung dieser Mole während der Ausführung, woraus der Querverband zu ersehen ist. Aus der Abbildung ist auch die Konstruktion des verwendeten Kranes und die Art der Abgleichung der Krone durch besonders geformte Blöcke ersichtlich. Der Kran wurde von der Firma Stothert and Pitt, Lmtd. Bath, geliefert (Engg. 1888, II, S. 65).

Fig. 10.



Neue Mole des Hafens von Gibraltar (während der Ausführung).

Taf. 15, Fig. 14—15 d. Wellenbrecher vor der Einfahrt zum Freihafen von Kopenhagen (vergl. Taf. 12, Fig. 6). Hierbei sind Betonblöcke von eigenartiger Konstruktion zur Anwendung gekommen. Dieselben sind nämlich teils aus Ersparungsrücksichten, teils zur Minderung des Gewichtes und Erleichterung des Versetzens mittels eines Schwimmkranes von beschränkter Tragfähigkeit, hohl ausgeführt, und nach dem Versetzen mit Kies gefüllt worden. Die Wassertiefe beträgt an jener Stelle 3 bis 7,5 m. Bei 3,5 Tiefe erhielt der Damm das in Fig. 14 dargestellte Profil, wobei als Unterlage für die Blöcke eine von Tauchern gehörig abgeebnete Steinschüttung von Kleinmaterial von solcher Höhe zur Anwendung kam, dass die Blöcke mit der oberen Kante in die Wasserfläche zu stehen kamen. Die Blöcke haben eine Höhe, Breite und Länge von bezw. $3{,}1 \times 3 \times 2{,}5$ m, ein Gewicht von 35,25 t, eine Bodendicke von 0,4 m, und Seitenwände von 0,8 m Dicke, während in der Längenrichtung die Enden durch Monierplatten geschlossen sind, welche um 0,3 m von den Enden abstehen. Hierdurch entstanden zwischen den Monierplatten zweier angrenzender Blöcke Zwischenräume *b* (Fig. 14 a), in welche zur Vermeidung einer gegenseitigen Verschiebung besondere keilförmige Verbindungsblöcke aus Beton, s. g. Steinschlösser (Fig. 15 c) eingeschoben wurden. Die Hohlräume *a* zwischen den Monierplatten jedes Blockes wurden bis zu 0,3 m Höhe unter der Oberkante mit Kies gefüllt, worauf oberhalb eine durchgehende Granitmauer von 1,8 m Höhe aufgeführt und an der Aussenseite eine bis zu dieser Mauer ansteigende Kies- und Sandschüttung nebst Steinschüttung an der Oberfläche der 2 füssigen Böschung hergestellt wurde. Auf der Innenseite wurde zum Schutz des Fusses eine bis zu $1\,^1/_2$ m unter der Wasserfläche ansteigende Steinschüttung ausgeführt.

Das Gewicht der gefüllten Blöcke betrug 40 t und jenes der Verbindungsblöcke ca. 4,2 t. Erstere bestanden im Boden und der äusseren Seitenwand aus Beton mit einem Mischungsverhältnis von 1 : 4 : 7 und bei der Innenwand von 1 : 3 : 6. Die Monierplatten bestanden aus 1 Cement : 3 Sand. Zum Schutz der Seitenwände gegen Wellen und Eis wurden dieselben mit Granitsteinen verkleidet.

Bei grösserer Tiefe kamen entsprechend Fig. 15 zwei Reihen derartiger Betonblöcke über einander zur Anwendung, wobei die untere Reihe von gleicher Art war wie bei Fig. 14, während die oberen Blöcke an den Enden ausserhalb der Monierplatten keinen Boden hatten, so das beim Versetzen der Blöcke im Verband mit den unteren, die oberen Verbindungsblöcke (Fig. 15 d) in die Kiesfüllung der unteren Blöcke zu sitzen kamen (Fig. 15 b), wodurch eine Verbindung zwischen den beiden

Blockreihen erreicht wurde (Den Tekniske forenings tidskrift, Kõbenhavn 1894— TFF. 1894).

Taf. 16, Fig. 1—2 d. Mole des Seehafens bei Heyst (Zeebrügge, Belgien), an der Einfahrt zum Schiffahrtskanal nach Brügge. Dieser neue Hafen hat den Charakter eines Anlaufhafens in See für überseeische Dampfer, um in kürzester Zeit Güter und Fahrgäste aus- und einzuschiffen. Derselbe wird durch eine gebogene Mole von 2237 m Gesamtlänge in See gebildet (Fig. 1), und besteht aus vier verschiedenen Teilen. Der erste vom Ufer ausgehende Teil von 232 m Länge ist ein geschlossener Damm, während der daran stossende von 306,87 m Länge durchbrochen ist, und aus einer Brücke mit eisernen Jochen, behufs Durchströmung von Flut besteht. Der dritte Teil ist 1360 m lang und als geschlossener Damm entsprechend dem Querschnitt Fig. 1 a ausgebildet. Derselbe wird für den Personen- und Ladeverkehr angewendet und besteht aus einer äusseren Seemauer und einer inneren Kaimauer aus Betonblöcken, in 74 m äusserem Abstand von einander, mit Zwischenfüllung.

Die äussere Seemauer besteht unterst aus Betonblöcken von 25 m Länge, 9 m Breite und bis zu 9 m Höhe, welche also einen Inhalt von 2000 cbm und ein Gewicht von ungef. 4500 t haben. Dieselben sind auf einer den Seeboden abdeckenden Steinschüttung von kleiner Höhe versenkt, so dass sie etwa 1 m hoch über Null (Niederwasser) emporragen. Auf diesen in einer Reihe versenkten Riesenblöcken liegen weitere Betonblöcke von 50 t Gewicht, 6,5 m Breite und bis zu 7,3 m Höhe über Null reichend, während der weitere Aufsatz aus einer Brustmauer aus Beton, von 4,5 m Dicke und einer Höhe von 13 m über Null besteht (Fig. 1 b). Die innere Kaimauer hat die gleiche Anordnung wie die äussere unter der Brustmauer. Der vierte Teil der Mole besteht aus einer Verlängerung der äusseren Mauer um 340 m seewärts, deren äusseres Ende zu einem runden Kopf von 16 m Durchmesser ausgebildet ist.

Die grossen Betonblöcke wurden entsprechend Fig. 2—2 d zuerst als hohle Betonkasten mit gewölbtem Boden und Seitenwänden, und zur Absteifung der Seitenwände mit zwei massiven mittleren Querwänden und hölzernen Quersteifen, unter Benutzung eines eisernen Gerippes mit Schneide am Fusse (Fig. 2 cd) und einer provisorischen äusseren Hülle in Form eines mit horizontalen und vertikalen Trägern versteiften Blechkastens ausgeführt. Die Ausführung geschah im trockengelegten Binnenhafen, in welchen nach Fertigstellung sämtlicher 120 Betonkasten das Wasser eingelassen, darauf dieselben schwimmend zur Stelle bugsiert, und nach deren Versenken durch Einlassen von Wasser die Hohlräume mit Beton ausgefüllt wurden.

Auf der Innenseite dieser Mole ist durch Baggerung die durch Schraffierung angedeutete Reede von 300 m Breite und 8 m Tiefe gebildet worden, hinter welcher der Vorhafen nebst Schleuse und Binnenhafen des Schiffahrtskanals nach Brügge liegt. Die Schleuse hat 20 m Breite und 150 m Kammerlänge, der Binnenhafen 600 m Länge 50 m Breite und 8 m Wassertiefe und der Kanal 11 km Länge, 22 m Sohlenbreite, 70 m Breite in der Wasserlinie und 8 m Wassertiefe.

Die Ausführung der Hafenanlagen geschah nach dem Entwurf der Pariser Firma L. Coiseau und I. Cousin, von dieser Firma, zum Preise von 38 969 075 Frs. (CBl. 1897, S. 358—1899, S. 241—AB. 1899, S. 51—GGC. 1902, S. 123).

» Fig. 3—4 b. Freistehender Wellenbrecher vor dem Einlauf zum Hafen von Bizerta (vergl. Lageplan, Taf. 13, Fig. 11). Derselbe hat eine Länge von 610 m, und besteht entsprechend dem Querschnitt Fig. 3 aus einer Steinschüttung, welche sich bis zu einer Höhe von 7,5 m unter der Niederwasserfläche erhebt, und auf welcher dann eine Reihe von Betonblöcken von 8 bis 10 m Breite 8,45 m Höhe, 31 m Länge und 2100 bis 2620 cbm Inhalt, bezw. 5000 bis 6500 t Gewicht versetzt ist, welche um 0,95 über der Niederwasserfläche emporragt. Die Endabschlüsse bildeten entsprechend dem teilweisen Grundriss Fig. 3 a je ein Block von achteckiger Grundrissform von 20 m Länge und Breite. Über diesen Blöcken ist

dann ein durchgehender Mauerkörper von 7 m Breite und 2 m Höhe nebst ebenso hoher Brustmauer hergestellt.

Aus Fig. 4—4 b ist die Ausführung dieser Riesenblöcke zu ersehen. Hierfür wurde ein in wagrechter und vertikaler Richtung abgesteifter Blechkasten benutzt, wovon der untere Teil auf 2 m Höhe bleibend war. Derselbe wurde nach Herstellung des Bodens aus Beton an der Baustelle im Vorhafen schwimmend ins Wasser gebracht, worauf nach Anbringung der provisorischen seitlichen Blechbekleidung sowohl der Boden als auch die Seitenwände mit einer Schicht von Bruchsteinmauerwerk in Cementmörtel verkleidet wurden, nebstdem zur Absteifung drei Zwischenwände der Quere nach hergestellt und die Seitenwände gewölbartig ausgeführt wurden. Zur bequemeren Einbringung der Materialien waren die seitlichen Blechwände mit Fenstern *a* von 0,5 × 0,5 m Weite versehen (Fig. 4). Darnach wurde dieser etwa 1,5 m tief tauchende Kasten vom Vorhafen nach der Versenkungsstelle bugsiert, und durch Füllen der zwei seitlichen Räume (s. g. »Brunnen«) mit Wasser versenkt, worauf nach Ausfüllen der mittleren zwei Abteilungen mit Beton, die seitlichen vom Wasser entleert, und dann gleichfalls mit Beton gefüllt wurden. Diese Arbeit geschah in Übereinstimmung mit Fig. 4—4 a unter Benutzung eines elektrischen Verladers von Temperley, von der später beschriebenen Art. Nach vollbrachter Betonfüllung kam oberst eine Abdeckung von Bruchsteinmauerwerk. Die Zwischenräume zwischen den angrenzenden Blöcken wurden gleichfalls mit Beton ausgefüllt.

Die Ausführung der Arbeit geschah in den Jahren 1901—02 durch die Pariser Bauunternehmungsfirma Hersent (GC. 1902 II, N:o 1068).

Taf. 16, Fig. 5. Querschnitt der Nordmole des Hafens von Bizerta (GC. 1902 II, N:o 1068).

» Fig. 6—6 a. Alte Mole von Dover. Diese bei 12 bis 15 m Wassertiefe und 5,8 m Flutwechsel auf Felsboden (Kreidefels) aufgeführte Mole besteht bis zur Hochwasserfläche aus Betonblöcken mit einer äusseren Bekleidung von Granitquadern ohne Mörtelverband, während der obere Teil aus Stampfbeton mit Quaderverkleidung besteht. Die Seitenflächen haben eine Anlage von $^1/_9$, welche durch Zurückspringen der Quader um je 7,5 bis 15 cm gebildet wurde. Die Basis hat eine Breite von 18,5 m und die Krone eine solche von 13,5 m, und beträgt die Gesamthöhe, einschliesslich der Brustmauer 28 m. Ein Teil der Krone wird als Ladekai benutzt und ist dieselbe zu dem Zwecke entsprechend Fig. 6 a mit doppeltem Eisenbahngleis und mit Güterschuppen hinter der Brustmauer versehen, deren Dach aus Sandsteinplatten auf eisernen Trägern besteht.

Das Versetzen der Blöcke geschah hier mittels Taucherglocke, wodurch die Kosten gegenüber den bei derlei Arbeiten später in Anwendung gekommen einzelnen Tauchern sehr hoch waren (Hdl.—DB. 1877, S. 22).

Hafendämme aus Beton und aus Mauerwerk.

Die steinernen Hafendämme werden bei geeignetem Boden behufs grösserer Festigkeit unter Wasser auch aus Beton oder Mauerwerk hergestellt, wobei dann der über Wasser befindliche Teil gleichfalls diesen Bauarten entspricht. Bei Anwendung von Beton für den unter Wasser befindlichen Teil, wird derselbe entweder in Säcken, oder mittels Betonkasten zwischen provisorischen Holzwänden, Spundwänden oder Blechwänden versenkt. Die Gründung der aus Mauerwerk bestehenden Dämme kann auf Pfählen, Senkbrunnen oder unter Anwendung des Luftdruckverfahrens mittels Caisson geschehen.

Taf. 16, Fig. 7—7 a. Nördliche Mole des Hafens von Sunderland. Dieselbe

besteht bis über die Niederwasserfläche auf eine Höhe von 9,4 m aus Beton in Säcken, und oberhalb auf weitere 8 m Höhe aus Betonblöcken und einem Kern aus Stampfbeton. Die im offenen Wasser im Verband versenkten Betonsäcke hatten ein Gewicht bis zu 100 t. Die Krone des Dammes ist abgepflastert und hat keine Brustmauer, sondern ist der Molenkopf durch einen unter der Krone angelegten gedeckten Kanal K zugänglich gemacht.

Die Abbildungen zeigen die Mole während des Baues, mit einem Laufkran von 19 m Ausladung und 45 t Tragfähigkeit. Die Stellung des Kranes blieb während der Ausführung der in Fig. 2 a durch Schraffierung angedeuteten Molenlänge von je 12,8 m Länge unverändert (CBl. 1885, S. 71—NTT. 1887, Pl. III).

Taf. 17, Fig. 1—2. Beispiele von englischen Molen, welche unter Niederwasser aus Beton in Säcken und oberhalb aus Guss- und Stampfbeton bestehen. Bei dem ersteren Beispiel (Fraserburgh) kamen Betonsäcke bis zu 50 t und beim zweiten (Newhaven) solche von 100 t Gewicht zur Anwendung, deren Versenkung mittels eines besonderen Schiffes, unter Anwendung eines eisernen Senkkastens geschah, welcher mit dem Betonsack durch den Boden des Schiffes niedergelassen wurde (NTT. 1887, Pl. III—GC. 1888 II, S. 371).

» Fig. 3—4 b. Beispiele von Molen, welche unter Wasser aus Gussbeton, ausgeführt zwischen provisorischen Holzwänden, bestehen (bezw. Burghead und Wicklow). Beim zweiten Beispiel wurden zuerst die auf dem Felsboden stumpf anstossenden Gerüstpfähle durch Umschütten mit Beton befestigt, und darauf ein über die ganze Breite der Mole reichender Kern im offenen Wasser angeschüttet, während die übrigen Schüttungen zwischen provisorischen Holzwänden ausgeführt wurden.

Die nachstehende Textfig. 11 zeigt den Längenschnitt der Mole während der Ausführung (GC. 1888 II, S. 374).

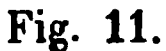
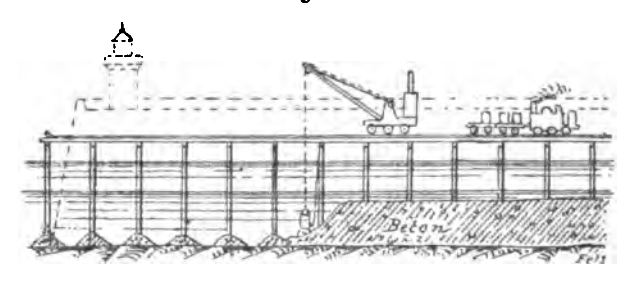


Fig. 11.



1:720

Mole des Hafens von Wicklow (während der Ausführung).

» Fig. 5. Mole des Hafens von Bastia (Corsica), bestehend aus zwei zwischen Spundwänden bis zur Wasserfläche emporgeführten Fundamentmauern aus Beton, von welchen die innere als Fundament für eine Kaimauer und die äussere für eine Brustmauer dient. Der Zwischenraum ist mit Steinschüttung ausgefüllt und zu einem Kai hergerichtet, während die Aussenseite durch eine geböschte Steinschüttung und darauf verstürzte Betonblöcke gegen die Wellen geschützt ist (Nbg.).

» Fig. 6. Molenkopf des Vorhafens von Pillau (nach dem Frischen Haff zu), bestehend aus einem zwischen Spundwänden versenkten Betonkörper von 8,9 m Breite, 9 m Höhe und 15 m Länge. Derselbe ist bis über die Mittelwasserfläche emporgeführt und hat einen über die Hochwasserfläche reichenden Aufbau von 8 m Breite und 1,6 m Höhe, bestehend aus seitlichen Stützmauern und dazwischen gefülltem, abgepflasterten Baggerboden. Der übrige Teil der Mole ist nach früherer Angabe (Taf. 14, Fig. 12) ausgeführt (ZfB. 1886, S. 529).

» Fig. 7—8. Neuer Molenkopf am Hafen von Stolpemünde. Nachdem

die alten im Jahre 1866 ausgeführten Molenköpfe (bestehend aus Steinschüttung zwischen Pfahlwänden, vergl. Taf. 14, Fig. 13) im Laufe der Zeit durch die Stürme stark gelitten hatten, so wurde bei dem in Jahre 1901 vorgenommenen Umbau von der Herstellung der alten Köpfe umsomehr abgesehen, als die Form der alten, rechtwinklig abgebogenen Enden nicht geeignet war die alljährlich wiederkehrenden Versandungen vor der Hafenmündung zu verhindern, zudem sich auch die Breite der alten Hafeneinfahrt von 36 m als unzureichend erwiesen hatte. Es wurde daher beschlossen, die beiden Molen um bezw. 127 m und 142,5 m in schlanken Linien zu verlängern und die Einfahrt auf 41,50 m zu erweitern (Fig. 8).

Der Unterbau dieser Verlängerungen besteht wie früher aus zwei Pfahlwänden von 1 : 1/4 Neigung, welche gegenseitig verankert und bis zur Mittelwasserfläche mit Steinschüttung hinterfüllt sind. Da die Molenköpfe den stärksten Angriffen ausgesetzt sind, so schien es nach den gemachten Erfahrungen nicht ratsam hier die gleiche Bauweise zu wählen, sondern sollten dieselben aus einem einheitlichen möglichst schweren Betonkörper bestehen, dessen Ausführung unter Anwendung einer eisernen Umschliessung geschehen sollte. Dieselbe wurde auf einem Helling hergestellt und bestand aus einem offenen, durch eine Eisenkonstruktion gehörig abgesteiften Blechmantel von der in Fig. 7 a—7 b ersichtlichen, an einem Ende abgerundeten Form und von 10 m Breite, 9 m Höhe und 15 m Länge, welcher Mantel durch Anhängen an zwei Schwimmkasten (Schwimmblasen) S und S_1 zur Stelle gebracht, und durch Füllen dieser Kasten mit Wasser versenkt wurde. Das Ausbetonieren geschah bis zu 1 m Höhe über Mittelwasser durch Beton in Säcken und dann durch Stampfbeton. Die beiderseitigen Brustmauern bestehen aus Bruchsteinen. Die Schwimmkasten waren Blechkasten von 2,2 m Breite, 2,45 m Höhe und 13,8 m Länge und bestanden aus Blech von 7 mm Dicke. Die Aufhängung des Mantels geschah entsprechend Fig. 7 c, nämlich oben auf zwei wagrechten und unten auf zwei lotrechten Zapfen bei jedem Schwimmkasten. Beim Absenken des Mantels wurden die Schwimmkasten nur soviel gefüllt, dass der Mantel gerade zum Aufsitzen kam. Die spätere Fortnahme derselben geschah einfach durch weiteres Füllen mit Wasser wodurch sich die Zapfen des sinkenden Kastens von ihren Lagern loslösten (ZfB. 1902—TFF. 1902).

Taf. 17, Fig. 9—10. Beispiele von neueren gemauerten Molen auf Pfahlrost (bezw. Westmole der Einfahrt in den Hafen von Emden, und Westmole der Einfahrt von der Elbe in den Nord-Ostsee-Kanal in den Hafen von Brunsbüttel — vergl. Lagepläne, Taf. 11, Fig. 4 & 5). Diese Konstruktion war in beiden Fällen durch die Nachgiebigkeit des weichen Kleibodens und die Notwendigkeit einer möglichst geringen Belastung desselben sowie zur Vermeidung der Unterwaschung des Bauwerkes bedingt. Zu dem Zwecke wurde hier der Unterbau aus aufeinander geschichteten Sinkstücken mit zwischengelegtem Belastungsmaterial ausgeführt, durch welchen Buschkörper die Pfähle eingerammt wurden. Letztere wurden mit zwei gegenseitig verankerten Rosten in 4 m Abstand versehen und auf diesen der Überbau als hohler Mauerkörper mit einem Gewölbe von 4 m lichter Weite ausgeführt.

Diese Anordnung hat gegenüber der Steinschüttung zwischen Pfahlwänden auch noch den Vorteil, dass die Faschinenpackung gegen die Pfähle keinen Schub ausübt, nebstdem in den vorliegenden Fällen die Anordnung auch den Vorteil grösserer Billigkeit hatte.

Bei der Brunsbütteler Mole (ausgeführt 1895) haben sich jedoch im Mauerwerk bald Risse gezeigt, was eine Folge des seitlichen Ausweichens des Dammes war, welches dem Schub des auf der Rückseite in grösseren Mengen angesammelten weichen Schlicks zugeschrieben wurde. Es wurde daher nachträglich die in der Figur ersichtliche seitliche Verankerung angebracht, wodurch weiteren Bewegungen vorgebeugt wurde (ZfB. 1897, S. 547—1902, Bl. 37).

» Fig. 11—11 a. Neue Ostmole des Hafens von Dünkirchen. Dieselbe

besteht vom Ufer aus auf eine Länge von 160 m aus einem geböschten, mit Mauerwerk bekleideten Sanddamm, dann auf 250 m Länge aus einem massiven, nach dem Luftdrucksverfahren mittels eiserner Caissons gegründeten Mauerkörper, entsprechend dem Querprofil Fig. 11, während die Fortsetzung aus einer durchbrochenen Dammkonstruktion entsprechend dem Profil Fig. 11 a, nämlich aus einem gleichfalls pneumatisch gegründeten, bis zu einer gewissen Höhe emporgeführten Mauerkörper, und im oberen Teil aus einem Holzgerüst besteht. Letzteres reicht auf 150 m Länge nur bis zu ungef. 2,7 m Tiefe unter der Hochwasserfläche, während die weiteren 200 m entsprechend Fig. 11 a ausgeführt sind. Die letzten 20 m bilden den Molenkopf, welcher gleichfalls aus einem solchen Gerüst besteht, jedoch mit einer oberen Breite von 7,4 m.

Es wurde diese durchbrochene Konstruktion versuchsweise ausgeführt, um dadurch wo möglich die dort vorkommenden Schlammablagerungen in der Einfahrt und die Notwendigkeit von Baggerungen zu vermeiden. Man hat aber auch hier die Fundamente massiv ausgeführt, um bei etwa zu starken Bewegungen des Wassers in der Fahrrinne, nachträglich auch hier den Oberbau massiv ausführen zu können.

Die Gründung geschah mittels dicht neben einander versenkter eiserner Caissons von 20 bis 22 m Länge und 4,2 bis 6.5 m Breite (GC. 1897 I, S. 99).

Taf. 17, Fig. 12—12 a. Mole des Hafens von Pallice (La Rochelle). Dieselbe besteht ganz aus Mauerwerk, wovon der unterste, unmittelbar auf dem Felsboden ruhende Teil *A* bis zu einer Höhe von 0,75 m über der Niederwasserfläche nach dem Luftdruckverfahren in der Arbeitskammer eines Caissons, unter Wiedergewinnung des letzteren, ausgeführt wurde. Die Ausführung geschah aus Bruchsteinmauerwerk, in Stücken von 20 bis 21 m Länge und 8 m Breite, in gegenseitigen Abständen von 1,9 m, welche Stücke über Niederwasser durch Stichbögen mit einander verbunden wurden, so dass dann der obere Teil des Molenkörpers als durchgehender Mauerkörper zur Ausführung kam.

Fig. 12 und 12 b zeigen den Längenschnitt der Mole in verschiedenen Stadien, nämlich einen Teil beim Übergang von der Luftdruckgründung zur offenen Tidearbeit (Gezeitarbeit) und einen Teil während der Gründung. Hierbei war der Caisson einerseits um dem Auftrieb des Luftdruckes in der Arbeitskammer entgegegenzuwirken über der Decke mit Ballast belastet, während er von unten durch Hölzer und durch Schraubenspindeln gegen das in der Kammer ausgeführte Mauerwerk gestützt wurde, deren Muttern an der Decke des Caissons befestigt waren. Durch diese Schraubenspindeln geschah auch das allmähliche Emporheben des Caissons. Deren Anordnung ist aus Fig. 12 c zu ersehen; sie waren unten mit einem Schuh versehen und fanden oben in einem auf der Decke des Caissons angebrachten Rohr *R* Platz. Fig. 12 d zeigt den fertigen Mauerkörper des Fundaments nach vollständigem Abheben des Caissons (NA. 1890, S. 49, Pl. 16—17).

D. Hafenstrassen, Reeden, Vorhäfen und Hafenbecken.

Die wenigsten Häfen sind so gelegen, dass zu ihrer Erreichung die Schiffe einen beliebigen Kurs folgen können, sondern sind sie meistens nur durch Befolgung eines bestimmten Fahrwassers, der s. g. Fahrstrasse oder Hafenstrasse zugänglich. Die Hafenstrassen bestehen entweder aus natürlichen Gewässern mit natürlicher oder gebaggerter Tiefe, oder aus künstlich gegrabenen Kanälen und sind desto günstiger, je kürzer, gerader und breiter sie sind. Dieselben sollen wie die Einfahrt zwischen zwei Molenköpfen wenigstens so breit sein, dass zwei grösste

Schiffe bequem an einander vorbei fahren, und dabei auch noch einem dritten, etwa stehen gebliebenen Schiff (Bagger etc.), ausweichen können. Im allgemeinen beträgt die Breite der Hafenstrassen zwischen etwa 80 und 120 m, aber auch viel mehr, namentlich mit Rücksicht auf die Segelschiffahrt.

Die Reeden und Vorhäfen sollen, da hier das Wasser nicht so ruhig ist wie im eigentlichen Hafen, für die vertikalen (stampfenden) Bewegungen der verankerten Schiffe eine so grosse Wassertiefe haben, dass unter dem Kiel der tiefst liegenden Schiffe wenigstens noch 2 bis 4 m Spielraum erübrigt. Zum sicheren Verankern der Schiffe soll der Grund der Reede aus Sand oder weniger festem Tonboden bestehen und frei von grösseren Steinen und Baumstämmen sein. Die Grösse der Reede ist von der Anzahl der aufzuhmenden Schiffe abhängig, und zwar ist für jedes vor Anker liegende grössere Schiff ein Raum von etwa 1 ha und mehr erforderlich, nebstdem für die Fahrstrasse der nötige Raum frei bleiben muss. Bei Ermangelung einer Reede kommt zu gleichem Zwecke oft auch ein kleineres Gebiet als s. g. Vorhafen zur Anwendung, wo die Schiffe manchmal auch löschen und laden können. Bei Häfen welche an Flüssen liegen, wird oft das Flussbett als Reede benutzt.

Im eigentlichen Hafen soll die Tiefe wenigstens 0,6 m mehr betragen als der Tiefgang der tiefst gehenden Schiffe. Bei der Bestimmung der Tiefe ist ferner auch auf die mehr oder weniger unvermeidliche Erhöhung der Hafensohle durch Verschlickung, durch Abfälle von den Schiffen, sowie bei weichem Boden auch auf die Veränderungen der Sohle infolge des Aufwühlens durch die Schiffsschrauben, Rücksicht zu nehmen. Im allgemeinen genügt eine Tiefe von 8 bis 9 m für die grössten Schiffe. Bei starker Verschlickung wird die nötige Fahrtiefe ausser durch die Strömung, durch Baggerungen oder durch Spülungen aufrechterhalten. Letzteres geschieht durch Öffnen von Spülbecken zur Zeit der Ebbe, in welchen während der Flut grössere Wassermengen aufgespeichert werden. [1])

Die Form der Hafenbecken ist von den örtlichen Verhältnissen, namentlich von der Form des disponiblen Raumes, den Höhenverhältnissen des Geländes, der Rücksicht auf die Anbringung von Eisenbahngleisen u. s. w. abhängig. Bei der meistens vorkommenden rechteckigen Form ist die kleinste erforderliche Breite dadurch bedingt, dass beim Belegen beider Langseiten mit Schiffen, in der Mitte noch soviel Raum vorhanden sein muss, dass noch zwei Schiffe bequem an einander vorbei fahren können, so dass dem entsprechend die vierfache Schiffsbreite nebst nötigem Spielraum erforderlich wäre. Für grössere Schiffe von etwa 10 m Breite und etwa 3 m Spielraum wäre also eine Breite von ungefähr 50 m erforderlich.

[1]) Zur Beförderung der Fortschaffung des Bodens durch die Strömung wird derselbe stellenweise mittels grosser Rechen aufgerührt. Dies pflegt z. B. beim Mersey-Fluss in Liverpool zu geschehen (siehe GC. Tome XIV, S. 280).

Man wird aber zur grösseren Bequemlichkeit und Sicherheit den Spielraum wo möglich gleich der Schiffsbreite annehmen, in welchem Falle die kleinste Beckenbreite etwa 70 m betragen würde. Für die grössten Schiffe werden überdies noch besondere Wendeplätze vorgesehen, deren Breite wenigstens gleich der 1 $^1/_2$ fachen Schiffslänge sein soll.

Die Befestigung der Schiffe geschieht in den Reeden, Vorhäfen und Hafenbecken im freien Wasser teils durch die eigenen Grundanker der Schiffe, teils an Ankerbojen oder an Pfahlbündeln, s. g. Duc d'Alben (auch Ducdalben oder kurz Dalben genannt).

Die Ankerbojen sind cylindrische, kegel- oder birnförmige Blechtonnen, welche an der Wasserfläche schwimmen und durch eine Kette an der Sohle mittels zweier nach entgegengesetzter Richtung verlegter gewöhnlicher Grundanker, mittels einer Grundschraube, oder an einem versenkten Betonblock befestigt sind. Zur Befestigung des Schiffes ist die Boje oben mit einem Ring versehen, welcher mittels einer durchgehenden Stange mit einem am unteren Ende angebrachten, zur Befestigung der Ankerkette dienenden Ring in Verbindung steht. Um bei etwaigem Leckwerden ein Sinken der Boje zu vermeiden, ist der innere Raum durch eine wasserdichte Scheidewand in zwei durch Mannlöcher zugängliche Abteilungen geteilt.

Die Ducdalben bestehen meistens aus einem Bündel von schräg (selten vertikal) eingerammten hölzernen Pfählen (etwa 3 bis 9), welche sich über Wasser an einen höher emporragenden Mittelpfahl (den s. g. Königspfahl), an dem die Schiffe befestigt werden, anschliessen, und die durch Gurthölzer oder Ketten zusammengehalten werden. Gegen Beschädigung durch Schiffe und Bootshaken werden dieselben mit eisernen Schienen, und zum Schutz gegen den Bohrwurm ganz mit eisernen Nägeln beschlagen oder mit Kupferblech belegt. Behufs grösserer

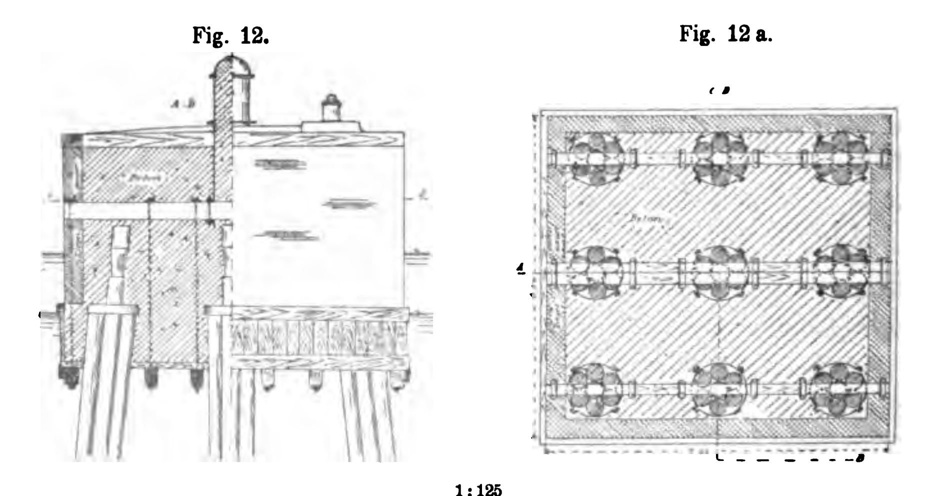


Fig. 12. Fig. 12 a.

1:125

Ducdalbe im Hafen von Rotterdam.

Dauerhaftigkeit werden, namentlich beim Auftreten des Bohrwurmes, auch eiserne Pfähle (Schraubenpfähle oder Spülpfähle) angewendet.

Eine eigentümliche, besonders starke Konstruktion von Ducdalben, wie solche im Hafen von Rotterdam zur Vertauung des dortigen Schwimmdocks zur Anwendung gekommen, ist aus nebenstehenden Textfiguren 12—12 a zu ersehen. Nachdem sich dieses Dock in einem Hafenbecken mit 10 m Wassertiefe befindet, wo gegen die heftigen Angriffe durch den Wind eine kräftige Verankerung erforderlich war, die Befestigung der starken Ankerketten aber wegen der Hinderung des Verkehrs weder an den Ufern noch an Grundankern stattfinden konnte, und gewöhnliche Ducdalben nicht stark genug erhalten werden konnten, so kam die hier dargestellte zusammengesetzte Dalbenkonstruktion zur Anwendung. Dieselbe besteht aus neun Pfahlbündeln mit je sieben durch eiserne Bänder zusammengeschraubten Holzpfählen, welche über Wasser mit ihren Enden in einem bis zu 0,8 m Tiefe unter der Niederwasserfläche reichenden Betonkörper von 5,5 × 5,62 m Seitenlänge und 4 m Höhe stecken.

Dieser Betonkörper ist an den Seiten durch eine Ziegelmauer von 0,3 m Dicke verkleidet und befindet sich über demselben in der Mitte der eigentliche Haltepfahl für die Ankerketten des Docks, in Form eines hohlen, mit Beton gefüllten gusseisernen Pollers von 0,6 m Durchmesser. An den Seiten befinden sich noch kleinere Haltepfähle für Schiffe.

Für die Ausführung des Betonkörpers wurde über den Pfahlbündeln ein Holzkasten versenkt, dessen Boden mit entsprechenden Öffnungen versehen war (TFF. 1886).

E. Anordnung der Ufer.

1. Linienführung der Ufer.

Die zum Anlegen der Schiffe bestimmten Teile der Ufer (s. g. Kais oder Quais) sind für den Verkehr am bequemsten, wenn sie möglichst in einer Flucht liegen. Nachdem aber die Leistungsfähigheit eines Ufers umso grösser ist, je grösser die Kailänge, so wird von der geradlinigen Uferform oft abgewichen, durch Anlage von vorspringenden Zungenmolen oder Zungenkais (Ladezungen, Ladebrücken), wodurch eine Kailänge entsprechend der doppelten Länge dieser Vorsprünge gewonnen wird. Dieselben bestehen aus durchbrochenen hölzernen Brücken mit dem Unterbau aus eingerammten Pfählen, oder aus geschlossenen Dämmen mit hölzernen oder steinernen Wänden von gleicher Art wie bei den Ufern, und erhalten eine dem Charakter des Ladeverkehrs entsprechende Breite, sowie allenfalls eine Ausstattung, welche mit derjenigen der Ufer mehr oder weniger übereinstimmt. Es werden daher die Zungenmolen auch oft mit Schuppen, Lagerhäusern und Eisenbahngleisen versehen.

Zungenmolen werden auch als einzige Landungs- und Ladebrücken an Ufern erbaut, welche im übrigen zum Anlegen der Schiffe nicht geeignet sind, wie dies beim folgenden Beispiele der Fall ist.

Taf. 18, Fig. 1. Hölzerne Ladebrücke (Ladepier) im Hafen von Cleveland (ZfB. 1895, Erg. Heft. Bl. XV).

2. Ufereinfassungen.

Die Ufereinfassungen der Häfen bestehen aus Böschungen, Bohlwerken, Steinkisten, oder Ufermauern (bezw. Kaimauern, dort wo die Schiffe anlegen), welche je nach den örtlichen Verhältnissen zur Anwendung kommen.

Böschungen kommen entweder für sich allein bis über die Wasserfläche, oder zusammen mit Bohlwerken oder Mauern oberhalb oder unterhalb zur Anwendung. Im ersteren Falle werden sie am einfachsten mit Rasen befestigt, gewöhnlich aber behufs grösserer Widerstandsfähigkeit gepflastert. Rasenböschungen kommen nur an Stellen vor, wo ein Anlegen der Schiffe an das Ufer nicht stattfindet, wie etwa bei Winterhäfen, oder bei Häfen wo für den Ladeverkehr besondere Ladebrücken angelegt sind, während aber gepflasterte Böschungen auch zum Anlegen kleinerer Fahrzeuge benutzt werden. Da hierbei diese nicht bis an die Uferkante ankommen können, so müssen hier für den Ladeverkehr besondere Verbindungsstege zur Anwendung kommen. Derartige Ufereinfassungen kommen selbst in grösseren Häfen vielfach vor, wie etwa in Antwerpen, wo sich anfangs der achziger Jahre an den Dockbassins etwa 3800 m Ufermauern und 2500 m gepflasterte Böschungen vorfanden.

Die Bohlwerke bestehen entweder aus Holz oder in neuerer Zeit auch aus Betoneisen. Die Steinkisten bilden entweder die Ufereinfassung unter und über Wasser, oder gewöhnlich nur unter Wasser, als Fundament für eine Ufermauer. Ausser dieser namentlich in den nordischen Ländern gebräuchlichen Anordnung werden bei den Ufermauern, je nach der Beschaffenheit des Grundes u. s. w. auch mehrere andere Gründungsarten angewendet.

Indem bezüglich der Konstruktion und Ausführung der Ufereinfassungen auf den »Grundbau« und den III. Teil des »Wasserbaues« (Uferbau) verwiesen wird, sollen hier nur einige Beispiele über etliche der gebräuchlichsten Anordnungen gegeben werden.

Taf. 18, Fig. 2. Kaianlage an der Ostseite des Hafens von Emden (vergl. Lageplan, Taf. 11, Fig. 5). Hier besteht die Einfassung des Ufers aus einem bis zur Niederwasserfläche reichenden Bohlwerk, an welches sich eine gepflasterte Böschung anschliesst. Letztere ist für den Ladeverkehr durch einen in der Verlängerung der Kaifläche liegenden Holzboden überbaut (ZfB. 1902, Bl. 32).

Fig. 13.



1:20

Kaimauer an der Donau in Linz.

Taf. 18, Fig. 3. Bohlwerk im Hafen von Waltrop (Dortmund-Ems-Kanal) (ZfB. 1902, Bl. 36).

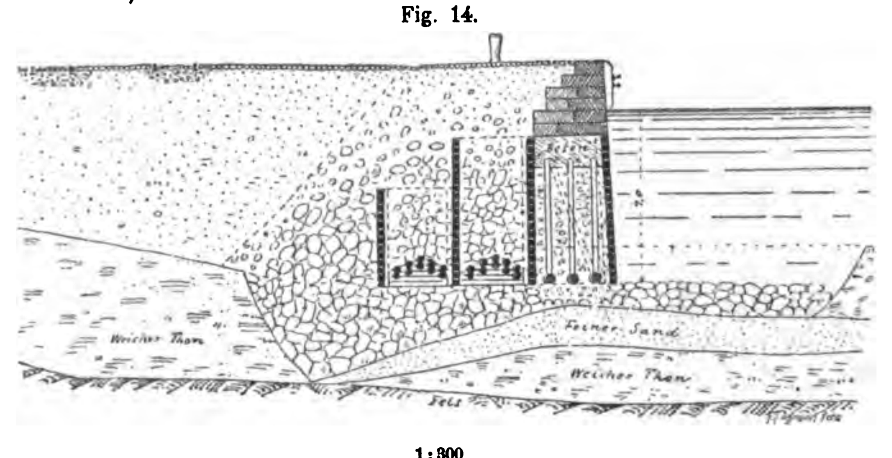
Textfigur 13 zeigt eine Ufermauer der einfachsten Art in Bezug auf die Gründung, indem das Fundament hier aus einer Steinschüttnng besteht, welche sich auf der Wasserseite gegen eine verankerte Pfahlwand stützt (ÖW. 1891, **Taf. 18**).

» Fig. 4. Kaimauer im Hafen von Ystad (Schweden). Dieselbe besteht aus Stampfbeton und ist auf Stein-

kisten gegründet, welche bis nahe an die Niederwasserfläche reichen (IFF. 1884).

Aus Textfig. 14 ist die in Finnland übliche Bauweise von Kaimauern mit Steinkistenfundament zu ersehen. Die im vorliegenden Falle angewendeten Pfahlböcke unter der Mauer, dienen zur Übertragung des Gewichts derselben und des Betonbettes auf die Steinschüttung unter der Kiste, zur Vermeidung eines grösseren Druckes gegen die Aussenwand der Kiste. Dieselben sind aber sonst nicht üblich, sondern ruht das Betonbett immer unmittelbar auf der Steinfüllung der Kiste (vergl. »Grundbau« S. 70).

Fig. 14.



1:300

Kaimauer in Helsingfors (Sandviks-Hafen).

Taf. 18, Fig. 5—6. Kaimauern im Hafen von Gotenburg, bei kleinerer Wassertiefe (3,6 m). Der Boden ist in diesem Hafen ausserordentlich ungünstig, nämlich bestehend aus nachgiebigem weichem Ton bis zu bedeutender Tiefe, daher nur durch zahlreiche, starke und möglichst lange Pfähle als Fundament ein genügender Widerstand gegen Verschiebungen zu erreichen ist.

Die Ausführung des Pfahlrostes geschah durch Senkung des Wasserspiegels nach Abschluss der Baugrube durch einen Fangedamm, welcher nur aus einer einfachen, von zwei geneigten Pfahlreihen gestützten Spundwand bestand. Diese Anordnung hat sich bis zu einer Druckhöhe von 4 m als genügend erwiesen (TFF. 1902).

Die nachfolgenden zwei Textfiguren 15 und 16 sind Beispiele von Ufermauern auf Pfahlrost in finnischen Häfen. Im ersteren Falle besteht die Hinterfüllung aus einer unter dem Pfahlrost geböschten Steinschüttung, im anderen dagegen aus s. g. Rippenholz *R* (Abfälle beim Versägen von Brettern), welches durch eine gegen den Rost angelehnte Spundwand begrenzt ist (vergl. »Grundbau« S. 80—81).

» Fig. 7. Kaimauer in Gotenburg, bei 6 m Wassertiefe (Masthuggskajen). Hier wurde der lose Tonboden bis zu entsprechender Tiefe ausgebaggert, worauf nach Einbringung eines Kiesbettes, auf dasselbe Holzkisten mit vier Längswänden versenkt und in diesen neun Pfahlreihen eingerammt wurden. Sodann wurden die Zwischenräume mit kleinerem Steinmaterial und Beton ausgefüllt und darauf die Kaimauer aus Beton mit Granit-Quaderverkleidung aufgeführt.

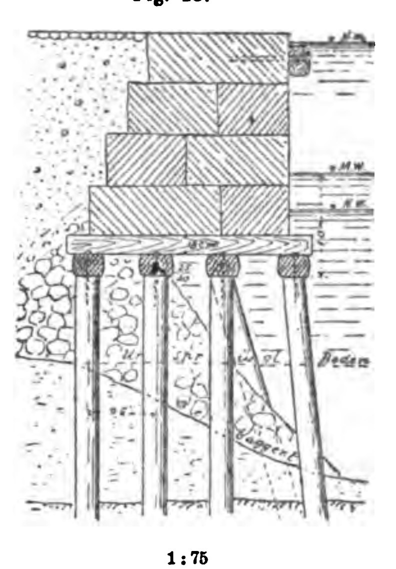
Hinter dieser Anlage wurde der Tonboden treppenförmig ausgehoben und durch Faschinen-Sinkstücke mit zwischengelegtem Belastungsmaterial bis zur Niederwasserfläche ausgefüllt. Über diesem Faschinenbett wurden dann die zur Kaianlage gehörigen Güterschuppen auf eingerammten Pfahlbündeln errichtet (TFF. 1902).

Es hat sich aber diese Kaianlage trotz ihrer kräftigen Anordnung dennoch nicht

genügend widerstandsfähig gegen die Beweglichkeit des Bodens erwiesen, indem die Mauer nach einigen Jahren auf längere Strecken nach aussen verschoben wurde.

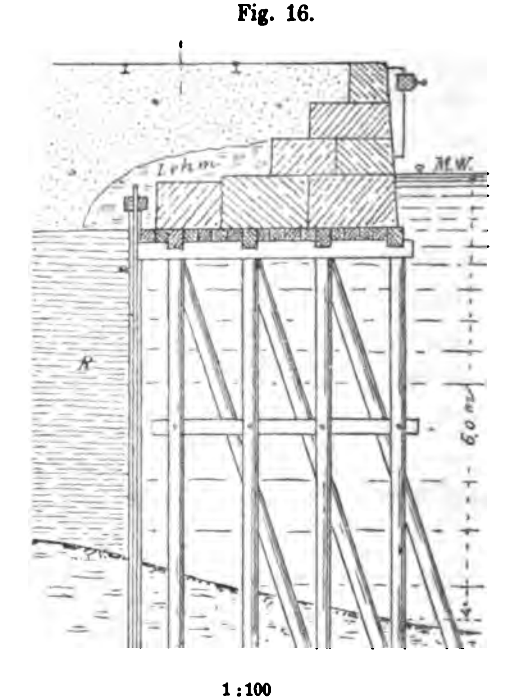
Taf. 18, Fig. 8. Kaimauer im Hafen von Triest, bestehend aus einer Steinschüttung und darauf im offenen Wasser versenkten, bis zur Wasserfläche reichenden Betonblöcken von 1,5 × 2 × 3,3 m und 1,5 × 2,0 × 3,7 m, sowie einer über denselben aufgeführten durchgehenden Mörtel-

Fig. 15.



1 : 75
Ufermauer in Kuopio.

Fig. 16.



1 : 100
Ufermauer in Helsingfors (Südlicher Hafen).

mauer. Diese in den Häfen des Mittelländischen Meeres allgemein übliche Bauweise kann aber bei weichem nachgiebigem Boden, bedeutende Verschiebungen der Ufermauern zur Folge haben, wie dies auch in Triest der Fall gewesen ist (ÖZ. 1879 1887—1891—AB. 1876).

» Fig. 9. Kaimauer im Hafen von Wladiwostok, von gleicher Konstruktion wie im vorigen Beispiele (ausgeführt im Jahre 1898) (Tekn. 1898, S. 199).

» Fig. 10. Uferquerschnitt der Zungenmolen im Hafen von Fiume (vergl. Taf. 12. Fig. 3). Hier besteht der Unterbau gleichfalls aus einer geböschten Steinschüttung mit $1\,^1/_2$ facher Anlage, welche aber hier infolge der bedeutenden Wassertiefe von etwa 25 m eine grosse Höhe, und zur Sicherung gegen Verschiebung auf dem geneigten Boden am Fusse einen Gegendamm mit 8 m Kronenbreite vorgebaut erhielt. Hierdurch soll es im allgemeinen gelungen sein, Verschiebungen zu vermeiden (TFF. 1902).

» Fig. 11. Querschnitt des neuen Rheinufers zu Düsseldorf. Die Abbildung zeigt die zu Ende der neunziger Jahre vorgenommene Vorschiebung des Rheinufers. Die neue Ufereinfassung besteht aus einer geböschten Stein- und Kiesschüttung, welche auf ungef. 3 m Tiefe unter Niederwasser mit einer wagrechten Berme von 3 m Breite abgeschlossen ist, hinter welcher auf dem angeschütteten Boden eine Kaimauer von 8 m Höhe aufgeführt ist. Rechts ist das überschüttete alte Ufer ersichtlich (CBl. 1899, S. 79).

F. Ausstattung der Ufer.

Zur Ausstattung der Ufer gehören die Anordnung des Ufergeländes (der Kaiflächen), sowie Anordnungen zum Anlegen und Befestigen der Schiffe an den Ufern, Landungsanlagen für den Personenverkehr, Vorrichtungen zum Be- und Entladen (Laden und Löschen) der Schiffe, die Anordnung der Eisenbahngleise für die Zu- und Abfuhr der Waren, sowie Anlagen zur Lagerung derselben. Die Ausstattung der Ufer ist je nach der Grösse des Verkehrs sehr verschieden, und soll im allgemeinen eine derartige sein, dass der Personen- und Ladeverkehr möglichst bequem, rasch und billig vor sich gehen kann.

Das Ufergelände soll behufs Entwässerung Gefälle erhalten, und an Stellen wo Landfuhrwerke verkehren gepflastert sein.

I. Anordnungen zum Anlegen, Befestigen und Verholen der Schiffe.

Zur Vermeidung einer unmittelbaren Berührung der Schiffe mit den Ufereinfassungen, wodurch beide Teile einer Beschädigung ausgesetzt wären, werden die letzteren mit s. g. Reibhölzern versehen, welche fest oder beweglich sein können.

Die festen Reibhölzer bestehen aus Hölzern welche entweder in aufrechter oder in wagrechter Lage an der Ufereinfassung befestigt sind. Erstere werden in Abständen von etwa 5 bis 12 m angebracht und bestehen entweder aus Hölzern, welche nur über dem Erdboden an der Wand angeschraubt sind (Streichbäume) oder aus eingerammten Pfählen (Streich- oder Prellpfähle) von etwa 30 bis 35 cm Durchmesser, welche oft mit Zwischenlegung von hölzernen Polstern an der Ufereinfassung befestigt werden. Beide dienen meistens auch zum Befestigen der Schiffe am Ufer.

Die beweglichen Reibhölzer bestehen aus s. g. Reibrollen (Reibsäulen), d. i. runden Hölzern, welche mittels Ketten an der Wand in lotrechter Richtung angehängt sind, sowie aus schwimmenden Reibhölzern, in Form von Flössen, welche bei stark wechselnden Wasserständen zur Anwendung kommen, und an Ketten oder Drahtseilen eine Führung finden.

Taf. 18, Fig. 12—12 a. Ufermauer mit Streichbäumen, am Südkai des Albert-Hafens an der Elbe zu Dresden (AB. 1897, Bl. 49).

» Fig. 13. Ufermauer mit Streichpfählen im Hafen von Kiautschau (CBl. 1900, S. 615).

» Fig. 14—15. Wagrechte Reibhölzer in den Häfen von bezw. Wladiwostok und Wilhelmshaven (Tkn. 1898, S. 199—HZ. 1891, Bl. 20). Weitere Beispiele gleicher Art sind aus Textfig. 14—16 zu ersehen.

» Fig. 16—16 b. Schwimmende Reibhölzer bei den Schleusen des Nord-Ostsee-Kanals, in Form von Flössen, welche an niederhängenden, durch Gewichte G belasteten Drahtseilen geführt sind (ZfB. 1897, S. 427).

Taf. 19, Fig. 1—1 a. **Ufermauer mit Reibrollen am Nordkai des Albert-Hafens an der Elbe zu Dresden** (AB. 1897, Bl. 49).

Zum Befestigen der Schiffe am Ufer dienen entweder **Schiffsringe** oder **Haltepfähle**, welche in gegenseitigen Abständen von etwa 8 bis 20 m an den Ufereinfassungen angebracht werden.

Die **Schiffsringe** erhalten einen Durchmesser von etwa 25 bis 50 cm und eine Stärke von 4 bis 8 cm, und werden entweder an der Wand der Ufereinfassung, an der Krone oder hinter derselben angebracht. Im ersteren Falle geschieht bei Kaimauern die Befestigung an einem Augenbolzen, welcher quer durch die Mauer gezogen, an der Rückseite mit einer Ankerplatte versehen ist, während bei der Anbringung an der Krone der Augenbolzen in schiefer Richtung nach der Rückseite eines Verstärkungspfeilers gezogen und dort mittels Ankerplatte befestigt ist. Die Anbringung der Schiffsringe hinter der Kaikante geschieht in der Art, dass dieselben entweder an Ankerpfählen oder an besonderen Betonblöcken mittels Augenbolzen befestigt werden.

Bei der Anbringung der Schiffsringe an der Vorderfläche der Kaimauern werden dieselben dort wo sie durch Reibhölzer nicht genügend geschützt sind, zur Verhinderung eines Anstossens der Schiffe in die Mauer versenkt.

Die **Haltepfähle**, **Schiffhalter** oder **Poller**, können aus **Stein**, **Holz** oder aus **Eisen** bestehen. **Steinerne Poller** kommen ihres geringen Widerstandes wegen nur für kleinere Schiffe in Frage, und bestehen aus Steinsäulen, welche entweder in die Kaimauer eingemauert, oder hinter derselben in den Erdboden versenkt sind. Die hölzernen Poller bestehen entweder aus einer entsprechenden Verlängerung der Streichbäume und Streichpfähle über die Kaikante (vergl. Taf. 18, Fig. 2, 7, 12, 13), oder aus Pfählen welche hinter der Ufereinfassung in den Erdboden eingerammt und gegen einen Rost mit Schrägpfählen oder gegen eine versenkte Steinkiste gestützt sind. Zum Schutz gegen Abnutzung durch das herumgelegte Haltetau werden die hölzernen Poller mit eisernen Schienen beschlagen oder mit einer gusseisernen Haube versehen. Die **eisernen Poller** bestehen aus hohlen Gusseisensäulen, welche entweder an der Krone der Kaimauer, oder hinter derselben angebracht sind. Im ersteren Falle werden sie durch entsprechend tief niedergeführte Ankerbolzen an der Mauer befestigt, während sie im anderen Falle für kleinere Schiffe allenfalls nur in den Erdboden versenkt, oder behufs grösseren Widerstandes an einem besonderen Mauer- oder Betonkörper befestigt werden. Zur Erhöhung des Widerstandes wird der Hohlraum mit Beton ausgefüllt.

Die Poller erhalten einen Durchmesser von etwa 0,35 bis 0,50 m und haben zur Verhinderung des Abgleitens des Haltetaues eine von oben nach unten verjüngte Form, oder sie sind [illegible] und haben oben einen vorspringenden Kopf.

Eine besondere Art von Haltepfählen sind die zum Verholen der Schiffe dienenden Spills oder Cabstans, welche die Form gewöhnlicher Poller haben, jedoch um eine vertikale Achse drehbar sind, die von der Hand oder durch einen unterhalb angebrachten Mechanismus mittels eines hydraulischen oder elektrischen Motors in Bewegung gesetzt werden. Sie werden zur Bewegung der Schiffe in der Art angewendet, dass die Verholleine einige Male um den Pfahl gewickelt und derselbe dann in Bewegung gesetzt wird. Beim Nord-Ostsee-Kanal sind beispielsweise die Spills so eingerichtet, dass sie von der Hand oder mittels Druckwasser bewegt werden können (vergl. ZfB. 1897, S. 428).

Taf. 19, Fig. 2—9. Verschiedene Anordnungen von Schiffsringen. Bei Fig. 2 ist der an der Vorderseite der Kaimauer angebrachte Ring in einer Nische versenkt. Diese Ringe sind in Abständen von 24 m in zwei Reihen über einander angebracht (Fuldahafen zu Cassel, vergl. Fig. 23) (ZfB. 1899, Bl. 45), was auch bei Fig. 3 und Fig. 4 der Fall ist (Kiel, La Rochelle) (HZ. 1876, Bl. 648—NA. 1882, Pl. 48—49). — Fig. 5 zeigt die Anordnung der Ringe bei den Kaimauern des Aussenhafens des Nord-Ostsee-Kanals in Holtenau und Fig. 6 diejenige im Hafen von Bremen. Hier sind die Ringe 40 bis 60 mm stark mit 30 m Abstand in drei Reihen über einander angebracht, wovon die oberen zwei in der Figur ersichtlich sind und die oberste an der Krone der Ufermauer liegt (ZfB. 1897, S. 375—HZ. 1889, Bl. 3). — Bei Fig. 7—7 a (Gotenburg, Masthuggskajen) sind die an der Vorderseite der Mauer angebrachten Ringe zwar nicht versenkt, jedoch durch die Reibepfähle gegen die Berührung mit den Schiffen geschützt. Die Reibepfähle dienen hier zugleich als Poller und sind zu dem Zwecke mit einer eisernen Haube überdeckt. Solche an die Mauer dicht anliegenden Ringe sind weniger bequem zu erfassen als jene in den vorigen Beispielen. — Bei Fig. 8 sind die Ringe um eine lotrechte Achse drehbar (Triest, ÖZ. 1879, S. 103). — Fig. 9 zeigt einen landeinwärts verlegten, an einem Betonklotz befestigten Schiffsring (Pillau) (IFF. 1884, Pl. 28).

» Fig. 10. Eingemauerter steinerner Poller (Nbg.).

» Fig. 11—11 b. Streichpfahl mit Poller an der Ufermauer des neuen Hafenbeckens zu Bremen. Die Pfähle sind in Abständen von 10 m angebracht, bestehen aus Kiefernholz und sind entsprechend Fig. 11 a durch eichene Knaggen abgestützt. Der als Poller dienende Kopf ist von einer gusseisernen Haube von 15 mm Dicke umschlossen (HZ. 1889, S. 190, Bl. 3).

» Fig. 12—13. Hölzerne Poller, bestehend aus eingerammten Pfählen, welche sich bezw. gegen einen Rost mit Schrägpfählen, oder gegen eine Steinkiste stützen (Nbg.—Frz.).

» Fig. 14—17. Gusseiserne in die Erde versenkte Poller. Bei den in Holland gebräuchlichen Anordnungen Fig. 14 und Fig. 15, wird die erstere für Binnenfahrzeuge verwendet und hat der Pfahl eine Länge von 2,6 m, einen äusseren Durchmesser von 0,5 m und 0,65 m Höhe über dem Erdboden. Derselbe sitzt unten auf einer kreisförmigen eisernen Fussplatte von etwa 1,5 m Durchmesser, während oben unter dem Erdboden ein viereckiger Verstärkungsrahmen zur Erhöhung des Erdwiderstandes angebracht ist. Das Innere ist mit Beton ausgefüllt. Die Kosten eines solchen Pollers betrugen 153 Rmk (CBl. 1889, S. 8). — Fig. 15 ist ein auch für grössere Schiffe angewendeter Poller derselben Art. Derselbe hat 3 m Länge, 0,5 m äusseren Durchmesser und 0,7 m Höhe über dem Erdboden. Die Eisenstärke beträgt über dem Erdboden 3 cm und unterhalb 2 cm. In einer Tiefe von 0,35 m sind zu beiden Seiten gebogene Zugbalken von 2 m Länge und 0,25 m Höhe angebracht, deren Enden durch Ketten oder Zugstangen mit einander verbunden sind. Am unteren Ende befindet sich eine gusseiserne Tragplatte von 1,5 m

Durchmesser. Der Hohlraum ist auch hier mit Beton ausgefüllt. Die Kosten eines solchen Pollers betrugen 272 Rmk (CBl. 1888, S. 528). — Fig. 16 und Fig. 17 sind zwei neuere Typen von Pollern, angewendet beim Dortmund-Ems-Kanal. Poller der letzteren Art haben einschliesslich des Betonklotzes 140 Rmk. gekostet (ZfB. 1902).

Taf. 19, Fig. 18—21. Beispiele von gusseisernen Pollern, welche in die Kaimauer oder in eine daneben angebrachte Verstärkung derselben eingemauert sind (bezw. La Rochelle, Antwerpen, Cette und Triest) (NA. 1882, Pl. 48—49—ÖZ. 1886, Taf. XXXIV—HZ. 1885, Bl. 9—ÖZ. 1879, S. 103).

» Fig. 22—24. Beispiele von gusseisernen Pollern, welche auf der Krone der Kaimauer mittels Ankerholzen befestigt sind (bezw. Hamburg, englische Häfen und Binnenhafen des Nord-Ostsee-Kanals zu Holtenau). Im letzteren Falle haben die Poller einen gegenseitigen Abstand von 8 m (ÖZ. 1886—AdP. 1883, S. 564—1889 I, Pl. 15—CBl. 1883, S. 366—ZfB. 1897, S. 575).

2. Landungs-Anlagen.

Die für den Personenverkehr dienenden Landevorrichtungen bestehen aus festen Steigleitern und Treppen, aus Anhängetreppen, Landungsstegen und Landungsbrücken, die letzteren zwei auch zum Anlanden von Wagen und Vieh.

Steigleitern dienen gewöhnlich nur für den Verkehr einzelner Personen (der Schiffsbesatzungen etc.), wenn kleinere Schiffe bei grösserem Wasserstandswechsel an hohen Kaimauern anlegen. Es sind dies vertikale oder etwas geneigte Leitern von etwa 0,4 bis 0,5 m Breite, mit Wangen aus Flach- oder Winkeleisen und Sprossen aus Rundeisen, welche meistens zur grösseren Sicherheit gegen Beschädigungen in nischenartige Vertiefungen der Kaimauern versenkt werden.

Treppen dienen für den gewöhnlichen Personenverkehr, und pflegen gleichfalls in nischenartige Vertiefungen der Ufereinfassungen verlegt zu sein. Sie erhalten eine Breite von etwa 1 bis 2 m und gehen unterst von einem etwa 1 m hoch über der Niederwasserfläche gelegenen Podeste aus, nebstdem bei grösserer Höhe auch noch in Abständen von etwa 2 m weitere Podeste angebracht zu sein pflegen.

An den Seiten der Steigleitern und Treppen werden Schiffsringe zum Festhalten der Fahrzeuge angebracht. Die Abstände der Steigleitern und Treppen sind sehr verschieden; beim grossen Hafenbecken zu Bremen sind z. B. Steigleitern in Abständen von 60 m und Treppen in Abständen von 400 m an den Kaimauern angebracht (vergl. Taf. 11, Fig. 1).

Taf. 19, Fig. 22—22 a. Steigleiter im Hafen von Gotenburg (Masthuggskajen). Weitere Beispiele von Steigleitern sind aus Taf. 19, Fig. 1 und Fig. 21 zu ersehen.

» Fig. 23—23 a. Kaimauer mit Treppe im Fuldahafen bei Cassel. In Fig. 23 sind rechts die in zwei Reihen über einander angebrachten, in Fig. 2 dargestellten Schiffsringe angedeutet (ZfB. 1899, Bl. 45).

An Stellen, wo die Schiffe wegen ungenügender Wassertiefe nicht bis ans Ufer gelangen können, sowie an Stellen wo bei grösserem Wasserstandswechsel zur Zeit der niedrigen Wasserstände die Schiffe an den Ufern so tief zu liegen kommen, dass ein unmittelbares Anlanden an den Ufern nicht stattfinden kann, werden feste oder schwimmende Landungsbrücken angewendet. Erstere sind Brücken mit hölzernem oder eisernem Oberbau, welcher von Jochen mit hölzernen oder eisernen Pfählen oder von Steinkisten getragen wird, und an den Anlandestellen mit festen oder beweglichen Treppen versehen ist.

Die schwimmenden Landungsbrücken bestehen aus Pontons, schwimmenden Bühnen oder Plattformen, welche mit dem Ufer durch bewegliche Treppen, oder klappenförmige Brücken (Klappen) verbunden, und mit seitlichen Führungen versehen sind. Diese beweglichen Treppen und Klappen ruhen am Ufer in festen Gelenken, während sie am Ponton mit Gleit- oder Rollenlagern versehen sind. Die Treppen sind so angeordnet, dass die Stufen bei jeder Neigung der Wangen eine wagrechte und die Geländerstangen eine vertikale Lage beibehalten. Die Klappen sind entweder Gehstege, oder auch für Fuhrwerk bestimmt, und haben dann die gleiche Anordnung wie gewöhnliche Strassenbrücken, ohne oder mit besonderen Fusswegen, welche sich entweder zwischen den Hauptträgern befinden, oder ausserhalb derselben an Konsolen angebracht sind.

Die grösste zulässige Neigung der Klappen beträgt für Menschen und Vieh etwa 1 : 5 und für Fuhrwerke etwa 1 : 20 bis 1 : 10. Es werden daher um bei grösserem Wasserstandswechsel das Gefälle auf eine grössere Länge zu verteilen, namentlich für den Wagenverkehr auch Brücken mit beweglichen Zwischenstützen, oder Pontonbrücken verwendet.

Taf. 20, Fig. 1—1 a. Landungs-Anlage in Hamburg, bestehend aus einem Ponton nebst fester hölzerner Landungsbrücke mit Treppe (HZ. 1882, S. 214, Bl. 880).

» Fig. 2—2 b. Landungsbrücke in einem Zufluchtshafen bei Lewes in der Delaware-Bai, mit hölzernem Oberbau und eisernen Pfeilern mit Schraubenpfählen. Dieselbe ist bei einer Gesamtlänge von 518,46 m vom Widerlager aus auf eine Länge von 352,04 m eingleisig, mit 6,7 m Breite und auf 166,42 m Länge zweigleisig, mit einer Breite von 13,1 m (DB. 1874, S. 196—CBl. 1885, S. 280).

» Fig. 3—4. Landungsanlagen mit beweglichen Treppen für Fussgänger. Fig. 3—3 a (Kiel) besteht aus einem Ponton mit beweglicher Treppe, deren Stufen entsprechend Fig. 3 a infolge der Parallelführung von Geländer und Wangen bei allen Wasserständen wagrecht verbleiben. Das obere Ende ist in einem mit der Kaimauer fest verbundenen gusseisernen Bock gelagert, während das untere Ende am Ponton rollt. — Fig. 4 zeigt eine andere Anordnung einer solchen Treppe (DB. 1894, S. 149—HZ. 1882, Bl. 880).

» Fig. 5—7 c. Kleinere Landungsanlagen mit Ponton und hölzerner Brücke. Fig. 5 ist eine einfache Landungsbrücke ohne Zwischenstütze (Dordrecht). — Fig. 6 zeigt eine am Niederrhein angewendete Anordnung, wobei für die Brücke eine von eingerammten Pfählen getragene stellbare Zwischenstütze vorhanden ist. Dieselbe besteht aus einem Querbalken, welcher wie im folgenden Beispiel an beiden Enden an Schraubenspindeln aufgehängt ist. — Fig. 7—7 c zeigt ein

Beispiel, wobei die Brücke eine von einem Ponton getragene Mittelstütze hat. Aus Fig. 7 a ist die Verankerung der beiden Pontons mit dem Ufer und aus Fig. 7 b und 7 c die Einzelanordnung der Pontons zu ersehen (DB. 1894, S. 149).

» Fig. 8—8 a. Anlandebrücke im Hafen von Bremen (am Ende des grossen Hafenbeckens bei A, Taf. 11, Fig. 1). Dieselbe besteht aus einem trapezförmigen Ponton, welches mit seiner Längsachse in der Richtung des Hafens liegt, damit die seitwärts verbleibenden Hafenflächen in der ganzen Länge für den Umschlagsverkehr ausgenutzt werden können. Kleinere Dampfer legen an der der Hafenmündung zugekehrten Seite, grössere an den Langseiten des Pontons an. Letzteres ist 60 m lang, am vorderen Ende 12 und am hinteren 6,8 m breit. Die Eintauchung beträgt 25 cm. Das Ponton wird an seinem Berührungspunkte mit der Kaimauer an derselben in der Weise geführt, dass an der Mauer eine Schiene angebracht ist, welche von einem zangenförmigen, um eine vertikale Achse drehbaren Haken lose umfasst wird. Ausserdem ist das Ponton an zwei Ketten verankert, welche von der Mauer ausgehend, an Rollen längs der Langseiten des Pontons zu zwei unter dem vorderen Ende derselben versenkten Betonklötzen geführt sind. Hierdurch verbleiben die Ketten bei jeder Höhenlage des Pontons gespannt. Das Ponton ist am vorderen Ende höher als am hinteren, teils mit Rücksicht auf die zeitweilige grössere Belastung an diesem Ende, teils mit Rücksicht darauf, dass vorne zumeist Schiffe mit höherem Deck anlegen.

Der Brückensteg hat 36,4 m Länge und 3,0 m Breite. Derselbe ist bei höchstem Wasserstand wagrecht und hat bei niedrigstem Wasserstand eine Neigung von 1 : 6 (HZ. 1898, S. 422).

Taf. 20, Fig. 9—9 c. Schwimmende Landungsplattform im Vorhafen von Vlissingen. Dieselbe dient sowohl für den Personen- und Güterverkehr, als auch für den Viehtransport, und besteht aus einer Plattform von 61,5 m Länge und 25 m Breite mit Bohlenbelag auf niederen I-Trägern, welche von fünf grossen kastenförmigen Längsträgern, und diese wieder von 14 eisernen Pontons getragen werden, von denen die vier mittleren etwas länger sind, und an ihren Vorsprüngen das wasserseitige Ende der Brückenklappe tragen. Diese ist eine Fachwerksbrücke von 26 m Länge, mit abgestrumpften Parabelträgern.

Die Sicherung der örtlichen Lage der Plattform geschieht durch zwei eiserne Spreizen S in Form von Blechträgern (Fig. 9 b—9 c), die mit den beiden äussersten Pontons und mit der Kaimauer drehbar verbunden sind. Ausserdem sind zwichen den Enden der Spreizen diagonal geführte Ketten gezogen. Um die Kaimauer vom Zug der Spreizen möglichst zu entlasten, sind die Spreizenlager durch eine Kette an einem landwärts tief vergrabenen eisernen Rohrstück R verankert (DB. 1878, S. 294).

Taf. 21, Fig. 1—1 c. Schwimmende Landungsplattform (Embarcadère) am Scheldekai in Antwerpen. Diese Anlage besteht aus einem einzigen grossen Ponton von 20 m Breite und 100 m Länge, welches durch eine Brückenklappe von 40 m Länge und 6 m Breite mit der Kaikante in Verbindung steht. Die Vorrichtung befindet sich in einer nischenartigen Vertiefung des Ufers, so dass die vordere Kante der Plattform in die Flucht der Kaimauer fällt (im Lageplan Taf. 11, Fig. 6 nicht ersichtlich gemacht).

Das Ponton hat in der Mittellinie eine Höhe von 1,6 m, und hat die Oberfläche behufs Entwässerung, wie in Fig. 1 a ersichtlich, ein entsprechendes Seitengefälle. Eine unmittelbare Berührung des Pontons mit den Kaimauern wird durch an denselben angebrachte Reibhölzer, und eine horisontale Verschiebung durch vier am Ponton befestigte gusseiserne Konsolen, welche sich entsprechend Fig. 1 c gegen die Reibhölzer anlegen, verhindert. Andererseits wird das Ponton an den zwei Endpunkten der rückwärtigen Längsseite durch die in Fig. 1 c ersichtliche Verankerungsvorrichtung an der Kaimauer festgehalten. Diese Vorrichtung besteht aus einem Buffer, welcher am Ponton federnd befestigt ist, und an der Mauer durch eine Rolle fest-

gehalten wird, welche in einer in der Mauer versenkten vertikalen Blechröhre mit Schlitz gleitet. An der Vorderseite ist das Ponton mit Reibhölzern versehen, welche zugleich als Schiffshalter dienen (Fig. 1 a).

Die Brückenklappe hat beiderseitige, innerhalb der Hauptträger gelegene Fusswege von 1,5 m Breite und eine Fahrbahn von 3 m Breite. Die beiderseitigen Auflager sind aus Fig. 1 d und Fig. 1 e zu ersehen. Der freie Raum der Nische unter der Klappe wird als Hafen für kleinere Boote benutzt (ÖZ. 1886, Taf. XXXIV)

In Liverpool befindet sich eine Landevorrichtung mit einer Plattform von etwa 600 m Länge und 25 m Breite, welche für den Personenverkehr durch 7 Klappen von 35 m Länge und für den Wagenverkehr durch eine Pontonbrücke mit dem Ufer in Verbindung steht. Letztere ist hier notwendig, da die Klappen beim niedersten Wasserstand eine Neigung bis zu etwa 1 : 4 erhalten, während die grösste Neigung der Pontonbrücke nur 1 : 20 beträgt (ZfB. 1863—HZ. 1882).

3. Ladevorrichtungen.

Das Be- und Entladen (Laden und Löschen) der Schiffe geschieht entweder ohne, oder mit Anwendung von besonderen, am Ufer befindlichen, oder am Wasser schwimmenden Ladevorrichtungen. Ersteres ist der Fall an Stellen mit kleinerem Verkehr, wobei die Waren teils durch Tragen, teils unter Benutzung von Karren, und unter Anwendung von Verbindungsstegen unmittelbar zwischen Ufer und Schiff befördert werden. Hierbei kommen bei grösseren Schiffen auch an Bord derselben befindliche Verladevorrichtungen zur Anwendung, durch welche die Güter aus den Schiffsluken gehoben und auf das Deck, oder an das Ufer abgesetzt werden, oder umgekehrt.

Zu den am Ufer befindlichen oder schwimmenden Ladevorrichtungen gehören Krane, Aufzüge, Rutschen und Vorrichtungen zum Umladen von Massengütern. Als Betriebskraft wird bei diesen Vorrichtungen Handkraft, Dampf, Druckwasser, Gaskraft und in neuerer Zeit namentlich Elektricität verwendet.

Der Handbetrieb kommt meistens nur bei sehr geringem Verkehr zur Anwendung, da derselbe eine ungenügende Kraftentwicklung oder einen zu grossen Zeitaufwand bedingt, um einem grösseren Vekehr genügen zu können. Die Dampfkraft wird oft angewendet, und zwar entweder so, dass jeder einzelne Apparat für sich eine eigene Maschine nebst Dampfkessel erhält, oder so, dass mehrere Maschinen von einem centralen Dampfkessel aus mit Dampf versehen werden, sowie auch in der Art, dass mehrere Apparate von einer centralen Maschine aus mittels Transmissionswellen und Kupplungen in Bewegung gesetzt werden. Die erstere Anordnung kommt bei einzelnen am Ufer aufgestellten, festen oder beweglichen Ladevorrichtungen zur Anwendung, die letzteren zwei dagegen meistens nur bei Apparaten, welche sich an oder in Güterschuppen oder Lagerhäusern be-

finden. Diese zwei Anordnungen haben im allgemeinen den Vorteil einer besseren Ausnutzung der Kraft, sofern bei den Dampfleitungen die Wärmeverluste und bei den Tramissionswellen die Kraftverluste durch den Reibungswiderstand eine gewisse Grenze nicht überschreiten.

Der Dampfbetrieb geschieht entweder durch Aufwinden der Hubkette auf einer Kettentrommel, oder durch Anwendung eines Flaschenzuges, bestehend aus einem Dampfcylinder, auf dessen Rückseite und am Ende der Kolbenstange eine Anzahl Rollen mit gemeinsamer fester Achse (gewöhnlich je drei auf jeder Seite) angebracht und um diese herum die Hubkette geschlungen ist. Dabei beträgt, wenn n die Summe der auf beiden Seiten befindlichen Rollen und l der Kolbenhub, der Hub der Kette $n\ l$, und ist deren Geschwindigkeit n mal so gross wie jene des Kolbens. Nachdem der Kolbenhub bis zu etwa 3 m betragen kann, so kann also bei 6 Rollen ein Kettenhub bis zu 18 m erreicht werden.

Der Dampfbetrieb hat den Vorteil, dass er überall angewendet werden kann und dass er von den Temperaturverhältnissen nur so weit abhängig ist, als bei längeren Leitungen die Wärmeverluste zu gross werden können, hat aber den Nachteil der Rauchentwickelung und der Feuergefährlichkeit, und ist bei sehr kleinen Anlagen kostspieliger als der Handbetrieb, bei sehr grossen Anlagen aber weniger vorteilhaft als die folgenden Betriebsarten.

Der Druckwasserbetrieb geschieht in gleicher Weise wie der Dampfbetrieb, wobei nur anstatt des Dampfes Druckwasser zur Anwendung kommt, durch welches entweder mittels eines hydraulischen Motors eine Kettentrommel oder mittels eines Cylinders mit Kolben ein Flaschenzug von der oben beschriebenen Art in Bewegung gesetzt wird. Das Druckwasser wird mittels unterirdischer Rohrleitungen von einem mehr oder weniger entfernt gelegenen Pumpenhaus (Centrale) zugeführt, woselbst es einem Akkumulator entnommen wird. Dieser besteht aus einem vertikalen Presscylinder, welcher mit einem entsprechend belasteten Kolben geschlossen ist, so dass das eingepumpte Wasser gewöhnlich einen Druck von 40 bis 50 Atm. erhält. Bei jeder Benutzung der hydraulischen Vorrichtungen wird eine gewisse Menge Druckwasser aus dem Akkumulator verbraucht, welche dann durch Nachpumpen ersetzt wird.

Diese Betriebsart hat den Vorteil der Einfachheit und Billigkeit in der Bedienung der Apparate, wozu kein besonders geschultes Personal erforderlich ist, sowie den Vorteil des geräuschlosen Ganges, der Rauchlosigkeit, keiner Feuergefährlichkeit, und den Vorteil geringer Reparaturbedürftigkeit. Dem entgegen hat der Druckwasserbetrieb den Nachteil eines verhältnismässig grossen Kraftverlustes durch den Reibungswiderstand des Druckwassers in den Leitungen, so dass dabei ein Nutzeffekt von kaum 50 % zu erreichen ist. Ausserdem bedingt diese Betriebs-

art verhältnismässig hohe Anlagekosten, infolge dessen sich dieselbe nur bei grösserem Verkehr als vorteilhaft erweist.

Ein weiterer Nachteil des Druckwasserbetriebes besteht in der Empfindlichkeit des Druckwassers gegen Frost, daher dasselbe an Stellen wo sich der Frost in höherem Grade geltend macht entweder vorgewärmt, oder durch weniger empfindliche Flüssigkeiten, wie Spiritus oder Glycerin ersetzt werden muss.

Der elektrische Betrieb geschieht mittels elektrischer Motoren, denen die nötige Kraft mittels Kabelleitungen zugeführt wird. Nachdem die mit diesen Leitungen verbundenen Kraftverluste, namentlich bei grösseren Längen, bedeutend kleiner sind als bei den Leitungen der vorgenannten Arten, die Bedienung der elektrisch betriebenen Apparate ebenso einfach ist wie beim Druckwasserbetriebe, und die Leitungen durch die Einflüsse der Temperatur keinerlei Störungen unterliegen, so verdient diese Betriebsart seit der neueren Entwicklung der Elektrotechnik in den meisten Fällen den Vorzug.

a. Ladevorrichtungen an den Schiffen.

Die am Bord der Schiffe für den Ladeverkehr mit den Ufern angewendeten Vorrichtungen bestehen gewöhnlich in kleineren festen Drehkrahnen nach Art der später besprochenen Speicherkrane, mit welchen die Güter aus den und in die Schiffsluken gehoben werden, deren Ausladung aber für den direkten Verkehr zwischen Luken und Ufer ungenügend ist. Man verfährt dann in Ermangelung von Uferkranen oft in der Art, dass durch Anlehnen von Balken an das Schiff eine Rutsche gebildet wird, zu welcher beim Löschen die Güter vom Kran des Schiffes hingezogen und dann niedergelassen werden.

Ein unmittelbarer Ladeverkehr mit dem Ufer vom Schiffe aus kann aber mittels des in neuerer Zeit eingeführten Temperley-Verladers (Temperley Transporter) stattfinden. Derselbe hat die folgende Anordnung und Wirkungsweise.

Taf. 21, Fig. 2—3 a. Temperley-Verlader, in seiner Anwendung an Schiffen. Diese amerikanische Ladevorrichtung besteht im wesentlichen aus einem in schräger Lage, auf der Seite des Niederlassens der Last höher aufgehängten Ausleger T (Fig. 2) in Form eines eisernen Balkens von I- oder ⊓-förmigem Querschnitt, dessen unterer Flansch als Laufbahn für eine das Hubseil S tragende Laufkatze K von eigenartiger Konstruktion dient.

Der Apparat zeichnet sich dadurch aus, dass das aus einem Drahtseil bestehende Hubseil S zugleich als Zugseil für die Bewegung der Katze längs des Auslegers dient, zu welchem Zwecke dasselbe, ausgehend von der am Bord des Schiffes befindlichen Winde über dem Ausleger zu einer am Ende desselben angebrachten Rolle, und dann unter dem Ausleger über die Rolle R der Katze zum Lasthaken geführt ist. Damit das Seil diese doppelte Funktion erfüllen könne, sind Ausleger und Katze so angeordnet, dass die letztere an beliebiger Stelle zum Stehen gebracht werden kann und dabei gleichzeitig das vorher für deren Bewegung als Zugseil die-

nende Seil frei wird, und dann als Hubseil über die beiden Rollen frei auf und niedergleitet.

Zu dem Zwecke hat der Ausleger auf der unteren Seite eine Anschlagleiste *L* (Fig. 2 a), welche zum Festhalten der Katze in Entfernungen von etwa 1 $^1/_2$ m mit Anschlägen und Lücken versehen ist. Die Katze besteht aus vier Laufrädern *r* (Fig. 2 a), an denen zwei Tragbleche *A* hängen, welche die Rolle *R* tragen, über die das Hubseil *S* gelegt ist. Am Ende des letzteren befindet sich ein Ball *B*, der beim Aufziehen zunächst einen Sperrhebel *H* auslöst, welcher in der Platte C drehbar gelagert ist und diese mittels des Fingers *D* um die Achse der Rolle *R* dreht, wobei sich der Ball in den Ausschnitt der Platte legt. Infolge der Drehung der Platte *C* tritt der daran befestigte Stift *E* in die Ausklinkung der Platte *F* ein, diese um ihren Befestigungspunkt drehend. Mit Hilfe des Stiftes *G* wird die Zahnplatte *K* so gehoben, dass ihr Zahn *Z* aus der Lücke der Anschlagleiste *L* austritt. Es gehen also hierbei die einzelnen Teile aus der Lage Fig. 2 a in jene Fig. 2 b über, wobei die Katze vom Ausleger losgelöst ist und beim weiteren Anziehen des Seils nach links verschoben wird. Hierbei stösst die an der Platte *K* angebrachte Federklinke *N* gegen den nächsten Anschlag (Fig. 2 c), geht aber an allen Anschlagstellen wo die Katze nicht stehen bleiben soll entsprechend Fig. 2 d vorüber. Hat sie so die Ladestelle erreicht, so wird das Seil ein wenig nachgelassen, so dass die Katze zurückläuft, infolge dessen die Federklinke entsprechend Fig. 2 e gegen den Anschlag stösst und dabei die Platte *K* so dreht, dass der Zahn *Z* in die Lücke der Anschlagleiste eintritt, der Apparat also in das Stadium Fig. 2 a tritt, wobei das Seil zum Senken der Last frei wird.

Dies ist die ursprüngliche Anordnung des Temperley-Verladers, wie er seit 1893 in Anwendung war und wobei Lasten bis zu etwa 2 t, unter Anwendung eines einzigen Mannes an der Winde und unter Bewältigung von etwa 40 bis 60 t in der Stunde befördert werden konnten. Es waren aber im Jahre 1900 an der Weltausstellung in Paris von der »Temperley Transporter Company» (72, Bishopgate Street Within London, E. C.) Apparate ausgestellt, für welche bei 50 m Tragweite eine garantierte Leistungsfähigkeit bis zu 150 t/St. angegeben war.

Diese in Paris ausgestellten Temperley-Verlader, hatten aber eine andere, in Fig. 3 ersichtliche Anordnung der Katze. Es ist dies die gleiche Anordnung, wie sie auch von anderen amerikanischen Firmen angewendet wird, und bei späterer Gelegenheit näher besprochen werden soll. Hier hängt die Last nicht unmittelbar am Seil, sondern an einer Rolle (Flasche) um welche das Seil geschlungen, und darauf das eine Ende an der Katze befestigt, das andere aber über eine an der Katze angebrachte Rolle zur Winde geführt ist. Wird hier durch Anziehen des Seiles die Last so hoch gehoben, dass die Flasche in den unteren Teil der Katze gelangt, so wird sie dort durch einen Haken festgehalten. Bei weiterem Anziehen des Seiles wird dann die Katze bis zur gewünschten Stelle verschoben, wo durch einen jeweilig angebrachten Ausrücker die Flasche von der Katze losgerückt wird, wodurch die Last frei gesenkt werden kann.

Aus Fig. 3—3 a ist zugleich die Anordnung der bei diesen Ladevorrichtungen angewendeten selbstentleerenden Kübel zu ersehen. Die Drehachse liegt unter dem Schwerpunkt des gefüllten Kübels, welcher durch einen Haken aufrecht erhalten wird. Durch Anstossen des Kübels am Boden wird diese Verbindung gelöst, worauf der Kübel selbsttätig kippt.

Ausser von der obgenannten Firma werden Temperley-Verlader auch von anderen Firmen, in Deutschland z. B. von den Maschinenfabriken G. Luther in Braunschweig und Arthur Koppel in Berlin geliefert (GC. 1896 II, N:o 755—ZdI. 1900 I, S. 73—Eng. 1898, S. 252).

b. Krane.

Bei grösserem Verkehr werden in den Häfen zum Heben und Versetzen der Lasten verschiedenartige Hafenkrane benutzt, nämlich: Kaikrane (Uferkrane), Schwimmkrane und Speicherkrane. Hierbei wird die Last mittels einer Krankette oder eines Drahtseils gehoben und entweder durch blosses Drehen der Kransäule, oder durch Bewegen in einer vertikalen Ebene zur Seite geschwenkt, oder auch durch Verschieben längs eines Gleises von einer Stelle zur anderen versetzt. Man unterscheidet: feststehende (feste) und fahrbare, drehbare und nicht drehbare Krane (mit drehbarem und nicht drehbarem Ausleger), sowie in Bezug auf die Betriebskraft: Handkraft-, Dampf-, Druckwasser (hydraulische)-Krane, Gaskrane und elektrische Krane.

Bei allen diesen Kranen geschieht das Anheben der über eine feste Rolle am s. g. Krankopf des Auslegers, oder über einen beweglichen Rollwagen (die s. g. Laufkatze oder kurz Katze) laufenden Krankette, entweder durch Aufwinden derselben auf einer Trommel, oder mittels eines Flaschenzuges der früher beschriebenen Art.

Die Kaikrane müssen für grosse Schiffe eine so grosse Auslegerweite und Höhe haben, dass der Krankopf mindestens 7 m weit von der Kaikante hinausreichen kann, und mindestens 7 m hoch über der Kaifläche steht. Letzteres mit Rücksicht darauf, dass die Höhe des Schiffes über der Kaikante bis zu etwa 4 m betragen kann, wozu die Höhe der Last von wenigstens 2 m, und dazu noch die Aufhänge-Vorrichtung kommt.

Feste Krane.

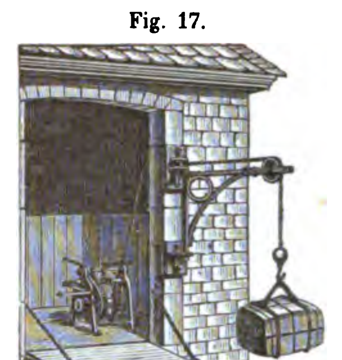
Zu den festen Kranen gehören sowohl Krane der kleinsten Art, wie die Wandkrane und Speicherkrane, als auch vereinzelt stehende Krane für besonders grosse Lasten. Bei den ersteren kommt gewöhnlich Handkraft, bei den letzteren ausnahmsweise auch Handkraft [1]), meistens aber entweder Dampf, Druckwasser oder Elektricität zur Anwendung.

Die festen Krane sind drehbar oder nicht drehbar. Zu den letzteren gehören die für grössere Einzellasten benutzten Masten-, Scheren- oder Kesselkrane, welche als s. g. Dreibeine konstruiert sind, wobei der Krankopf in einer vertikalen Ebene winkelrecht zur Drehachse der zwei Vorderbeine bewegt wird. Zu den nicht drehbaren Kranen gehören ferner auch verschiedenartige Verladevorrichtungen für Massengüter.

---

[1]) So befindet sich beispielsweise im Südlichen Hafen in Helsingfors ein fester Drehkran von 25000 kg Tragkraft, welcher für Handbetrieb eingerichtet ist.

Fig. 17.



Wandkran.

Fig. 18.

Speicherkran.

Nebenstehende Textfiguren 17 und 18 zeigen zwei feste Drehkrane der einfachsten Art, wie solche bezw. an den Aussenwänden und im Inneren von Speichern benutzt werden, und die hier für Handbetrieb, manchmal aber auch für andere Betriebsarten eingerichtet sind. Dieselben pflegen eine Ausladung von etwa 2 bis 3 m und eine Tragkraft bis zu etwa 2000 kg zu haben.

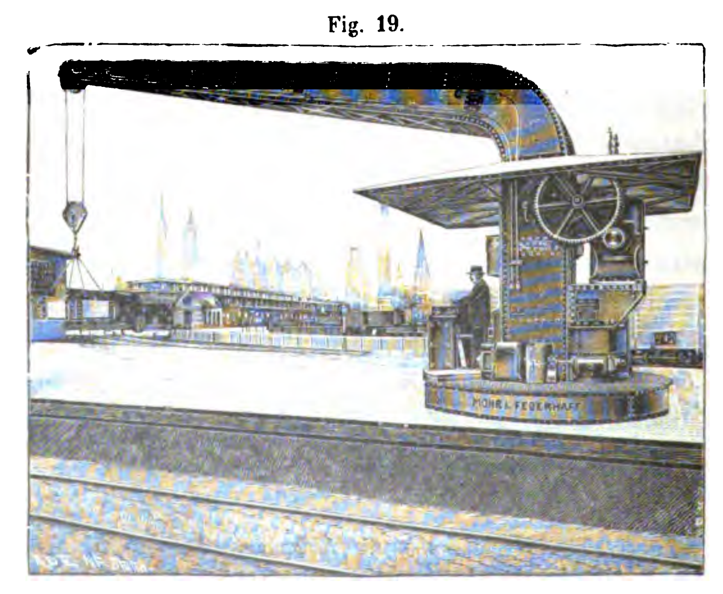
Taf. 21, Fig. 4. Fester Drehkran für Handbetrieb (Fairbairn-Kran) im Hafen von Wilhelmshaven. Derselbe hat eine Tragkraft von 2000 kg (HZ. 1891, Bl. 20). Es werden solche Krane bis zu etwa 13 m Ausladung und 60 t Tragkraft ausgeführt.

» Fig. 5. Fester Drehkran für Handbetrieb von 40 000 kg Tragkraft, am Dalmannkai in Hamburg.

» Fig. 6—7. Feste Wasserdruck-Krane im Hafen von Marseille. In Fig. 7 ist *A* der Flaschenzug-Cylinder für die Hubkette und *B* jener für die Drehung der Kransäule *C* (ZfB. 1887, Bl. 20).

In Bremen befindet sich ein fester Wasserdruck-Kaikran von 4000 kg und ein solcher von 10 000 kg Tragkraft. Deren Anordnung ist die gleiche, wie bei den später besprochenen fahrbaren Kranen im selben Hafen.

Fig. 19.



Elektrischer Drehkran am Vesmannkai in Hamburg.

Textfigur 19 ist ein elektrisch betriebener fester Drehkran mit Blechausleger am Versmannkai in Hamburg, geliefert von der Firma Mohr & Federhaff in Mannheim. Derselbe hat 2500 kg Tragkraft, 10,6 m Ausladung, 7,2 m Rollenhöhe, 7,3 m Hubhöhe, einen Hub- und einen Drehmotor für Gleichstrom von 550 Volt Spannung. Dessen Preis betrug ca. 16 200 Rmk.

Textfigur 20 ist ein von der Benrather Maschinenfabrik ausgeführter elektrischer Drehkran, bei dem Kransäule und Ausleger aus Fachwerk bestehen, und

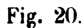
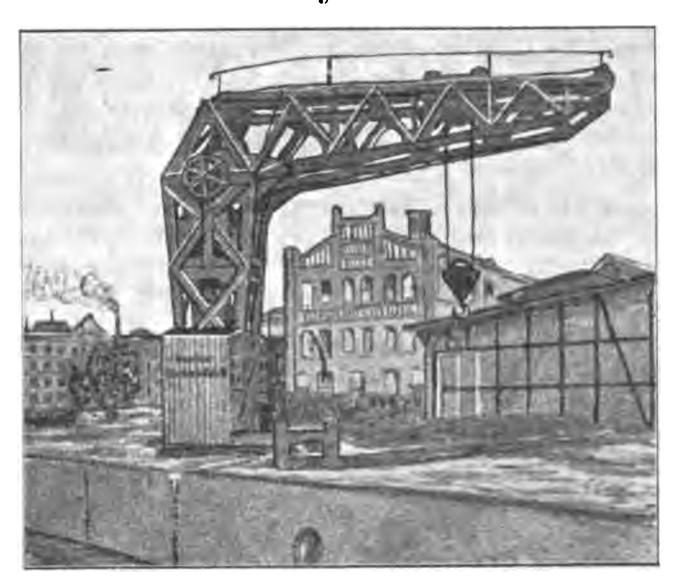
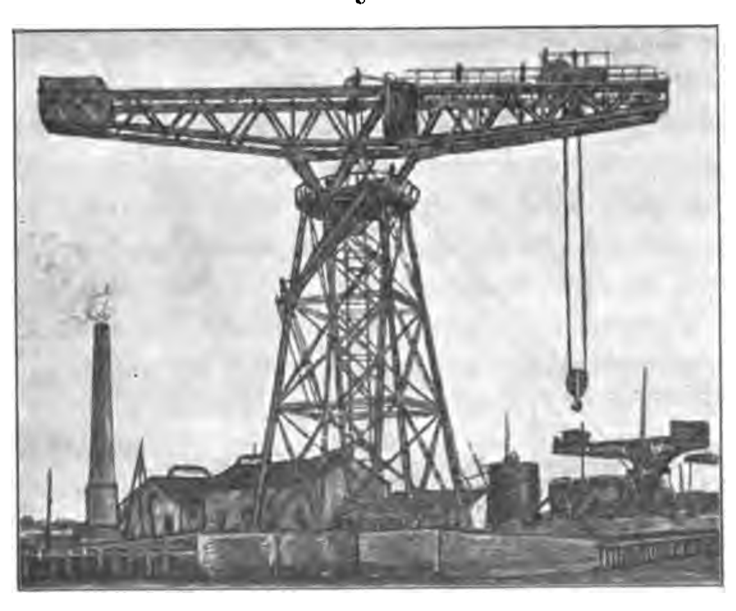


Fig. 20.



Elektrischer Drehkran von 20 000 kg Tragkraft.

Fig. 21.



Elektrischer Drehkran von 150 000 kg Tragkraft im Kaiserdock zu Bremerhaven.

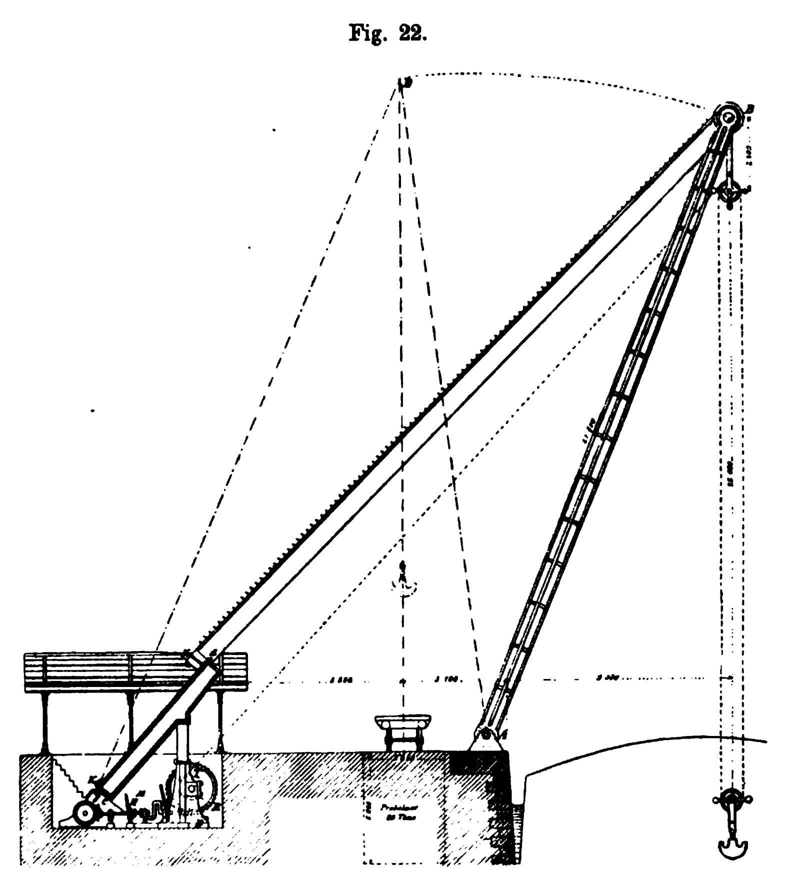
der eine Tragkraft von 20 000 kg und 15 000 kg bei bezw. 5 und 7,5 m Ausladung hat. Behufs Veränderlichkeit der Ausladung hängt die Last an einer auf der oberen Gurtung des Auslegers laufenden Katze.

Taf. 21, Fig. 8. Elektrischer Drehkran von 40 000 kg Tragkraft im Emdener Aussenhafen. Derselbe befindet sich an der Kaimauer, unweit von der Molenwurzel (vergl. Taf. 11, Fig. 5), und dient zum Verladen besonders schwerer Lasten. Er hat eine Hubhöhe von 29 m über Mittelwasser und eine Ausladung von 13 m. Das aus Fachwerk bestehende Krangerüst bildet eine abgestumpfte Pyramide, und hat der in gleicher Weise hergestellte Ausleger eine T-förmige Gestalt. Derselbe wird unten durch einen Spurzapfen unterstützt, und oben durch ein Halslager gehalten. Die Laufkatze mit der Kranwinde läuft auf der oberen Gurtung des längeren Armes, während der kürzere Arm am Ende ein festes Gegengewicht trägt. Die Steuerung der Triebwerke erfolgt von dem in der Mitte des Auslegers befindlichen Führerhäuschen aus. Die Kosten dieses Krans beliefen sich ohne Gründung auf 80 000 Rmk (ZfB. 1902, S. 449).

Von gleicher Art ist der in Textfigur 21 ersichtliche elektrische Riesenkran, ausgeführt von der Benrather Maschinenfabrik für das Kaiserdock in Bremerhaven. Derselbe hat eine Ausladung von 22 m, eine Tragkraft von 150000 kg und hebt eine Probelast von 200 000 kg (ZdI. 1902, Textbl. 16).

» Fig. 9—10. Feste Mastenkrane von je 60 000 kg Tragkraft in bezw.

Fig. 22.



Mastenkran von 120 000 kg Tragkraft in Antwerpen.

Bremerhaven und Wilhelmshaven. Bei der ersteren Anordnung geschieht die Bewegung des Krankopfes dadurch, dass das hintere Bein am unteren Ende in eine Schraubenmutter ausmündet, welche längs einer wagrechten festgelagerten Schraubenspindel gleitet. Die Anordnung hat den Nachteil, dass die lange Spindel für den Verkehr am Ufer hinderlich ist, nebstdem dieselbe auf Biegung beansprucht wird.

Bei Fig. 10 bildet die Schraubenspindel den unteren Teil des Hinterbeines, wodurch dieselbe nicht im Wege steht. Dieselbe wird hier bei vorne hängender Last auf Zug, bei hinterer Lage derselben aber auf Druck, bezw. Knickung beansprucht, weshalb sie durch die Strebe S gestützt werden muss (AdP. 1891, I, Pl. 36).

Einen grossartigen Mastenkran von 120 000 kg Tragkraft (Syst. Clark) zeigt die obenstehende Textfigur 22. Derselbe befindet sich im Dockhafen von Antwerpen und wurde im Jahre 1878 von der Firma J. Cocherill in Sereing geliefert. Er besteht aus zwei schmiedeisernen Vorderbeinen AB von 28,8 m Länge, und dem Hinterbein KB, dessen unteres Ende mit einem Querstück K versehen ist, welches zwei Schraubenmuttern enthält. Diese gleiten längs zweier Schraubenspindeln K_1S, sobald diese durch die hydraulische Maschine M in rotierende Bewegung versetzt werden. Hierdurch kommt das Hinterbein KB in die Stellung K_1B_1. Beim Anheben der Last wird die Kette auf der Trommel T aufgewunden, welche durch die Schnecke D bewegt wird. Zur Prüfung der Tragfähigkeit dient als Probelast ein Mauerkörper von 3,85 m Länge und Breite und 5,05 m Höhe, welcher, wie in der Figur angedeutet, hinter der Kaimauer in den Boden versenkt ist, so dass die Probe vor dem jedesmaligen Heben besonders grosser Lasten wiederholt werden kann (ÖZ. 1886 — AB. 1899, Bl. 50).

Taf. 22, Fig. 1. Temperley-Verlader als fester Speicherkran an der Themse in London, mit einer grössten Ausladung von 24 m (GC. 1896, N:o 755, S. 52).

Fahrbare Krane.

Die fahrbaren Krane laufen auf einem Gleise, und sind teils gewöhnliche auf einem Rollwagen sitzende Drehkrane, mit Handkraft-, Dampf-, oder Druckwasserbetrieb, teils s. g. Portalkrane, welche Drehkrane sind, bei denen der Rollwagen portalartig ausgebildet ist, so dass Eisenbahnzüge darunter hindurchfahren können. Je nachdem nur die eine Schiene des Krangleises in der Ebene der Eisenbahngleise und die andere an einer Wand angebracht ist, oder beide Schienen im Niveau der Eisenbahngleise liegen, unterscheidet man bezw. Halbportal- oder Winkelportalkrane und Vollportalkrane. Die lichte Weite des Portals wird gewöhnlich so gross angenommen, dass ein einfaches oder doppeltes, selten ein dreifaches Gleis darunter Platz findet. Als Betriebskraft wird bei den Portalkranen Dampf, Druckwasser (s. g. hydraulische Krane) und in neuerer Zeit namentlich Elektricität angewendet. Bei der Anwendung von Druckwasser wird der Kran mit der Leitung durch ein Gelenk-, oder Teleskoprohr in Verbindung gesetzt, welches dem Kran die freie Beweglichkeit innerhalb der gewünschten Grenzen gestattet (gewöhnlich bis zu etwa 12 m).

Eine besondere Art von Vollportalkranen sind die s. g. Bockkrane, welche als Laufkrane mit einer quer zum Gleise beweglichen Katze ausgebildet sind, und bei denen Handkraft-, Dampf-, oder elektrischer Betrieb zur Anwendung kommt.

Taf. 22, Fig. 2. Fahrbarer Kaikran mit wagrecht überragendem Blechausleger für Handbetrieb. Solche Krane werden von der Firma Mohr & Federhaff in Mannheim bei 2000 bis 4000 kg Tragkraft und bezw. 5,5 bis 7,5 m Ausladung, zum Preise von ungef. 4000 bis 6500 Rmk geliefert.

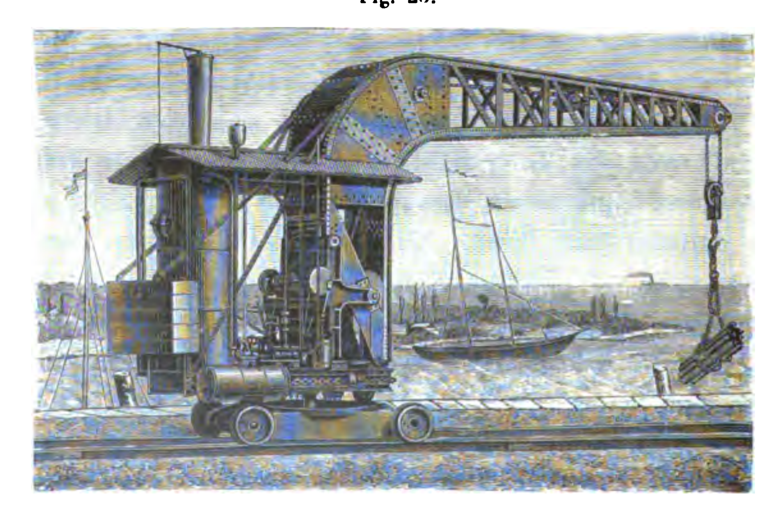
» Fig. 3—3 a. Fahrbarer Brown'scher Dampf-Kaikran am Sandtorhafen in Hamburg. Bei diesem Kran mit direkt wirkendem Dampfdruck geschieht die Bewegung der Hubkette mittels eines Flaschenzuges mit doppeltem vertikalem Dampfcylinder. Wie aus Fig. 3 a zu ersehen, besteht hier die Hebevorrichtung aus zwei Dampfcylindern *A* deren Kolbenstangen oben durch ein gemeinsames Querhaupt mit einander verbunden sind, welches die drei beweglichen Rollen des Flaschenzuges trägt, während die drei festen Rollen unten zwischen den zwei Cylindern sitzen. Zwischen den beiden Dampfcylindern befindet sich noch ein dritter Cylinder *B* von kleinerem Durchmesser, dessen Kolbenstange gleichfalls mit dem Querhaupt der beweglichen Rollen in Verbindung steht, welcher aber bestimmt ist als Bremsvorrichtung zu dienen, und zu dem Zwecke an beiden Enden mit einem Wasserbehälter in Verbindung steht. Ein Rückschlagventil verhindert das Zurücktreten des unter dem Kolben angesaugten Wassers und damit auch das Sinken der Last bis dasselbe von dem Führer geöffnet wird. Das Wasser über dem Kolben hat ein frei schwebendes Ventil zu passieren, das bei zu grosser Kolbengeschwindigkeit von dem Druck des Wassers geschlossen wird und die Krankette zum Stehen bringt.

Das Drehen des Kranes erfolgt durch einen s. g. Drehcylinder, dessen Kolben auf eine um die Kransäule geschlungene Kette wirkt. Je nachdem der Dampf vor oder hinter dem Kolben gegeben wird, dreht sich der Kran nach rechts oder links (AdP. 1891, I, Pl. 39—TFF. 1896, S. 40).

Die Krane mit direkt virkendem Dampfdruck sind durch ihre verhältnismässig grosse Hubgeschwindigkeit sehr leistungsfähig, bedingen aber einen grösseren Dampfverbrauch, als Krane mit Kettentrommel. Bei 1500 bis 2000 kg Tragkraft beträgt das tägliche Maximal-Förderquantum unter günstigen Verhältnissen 100 bis 300 t, bei 200 bir 400 kg Kohlenverbrauch.

Die Firma Mohr & Federhaff liefert solche Krane zum Preise von etwa 13 300 und 15 000 Rmk.

Fig. 23.



Dampf-Kaikran mit gekuppelter Maschine von Mohr & Federhaff.

Der in obiger Textfigur 23 dargestellte fahrbare Dampf-Kaikran mit Kettentrommel (gekuppelter Maschine) wird für eine Tragkraft von 2000 bis 5000 kg und für Ausladungen von 5 bis 11 m ausgeführt, und kostet etwa 15 000 bis 18 000 Rmk.

Die Leistung dieses Kranes beträgt etwa 200 bis 500 t per Tag, bei 100 bis 250 kg Kohlenverbrauch.

Taf. 22, Fig. 4. Fahrbarer hydraulischer Kaikran von Armstrong (Newcastle) in den Docks von Antwerpen. Diese Krane, wovon im Jahre 1878 in Antwerpen sechs zur Anwendung kamen, waren die erste Anlage von Druckwasser-Kranen am Kontinent, nachdem dieselben vorher in England (z. B. beim Albert Dock in London) Anwendung gefunden hatten. Sie haben einen Flaschenzug, bestehend aus einem Presscylinder mit Treibkolben von 2,67 m Hub, mit je drei Rollen auf jeder Seite, wodurch der Hub der Krankette 16 m beträgt. Da bei gewöhnlichen hydraulischen Maschinen der Wasserverbrauch beim Heben kleinerer und grösserer Lasten der gleiche ist, so ist hier zur Regelung des Wasserverbrauches entsprechend der angewendeten Kraft die Einrichtung getroffen, dass eine Maximallast von 1500 kg, oder eine solche non 500 kg gehoben werden kann. Zu dem Zwecke besteht der Treibkolben aus zwei concentrischen Teilen, so dass entweder beide Druckwasser erhalten, oder nur der innere Teil, sobald der äussere durch einen vorgeschobenen Riegel zurückgehalten wird.

Für die Entnahme des Druckwassers aus der Leitung befinden sich in Abständen von 11,5 m Zweigrohre (Hydranten) an deren Mündung ein aus Stücken von 1,8 m Länge zusammengesetztes kupfernes Teleskoprohr angeschraubt wird. Zum Schutz gegen Frost werden die Cylinder durch Gasflammen erwärmt (ÖZ. 1886).

» Fig. 5—5a. Fahrbarer hydraulischer Vollportalkran in Antwerpen. Diese Krane, von denen 83 Stück am Schelde-Kai in Anwendung sind, können teils eine Tragkraft von 700 und 1500 kg, teils eine solche bis zu 4000 kg entwickeln. Der Wasserdruck beträgt 50 Atm. Die Anlage besteht seit Anfang der achziger Jahre und dienten Anfangs für den Betrieb zwei Compound-Maschinen von je 200 PS und zwei Akkumulatoren mit Kolben von 0,55 m Durchmesser und 8 m Hub.

Das Krangerüst hat eine Spurweite von 4 m, so dass ein Eisenbahngleis darunter Platz findet. Die Hubvorrichtung hat die Anordnung von Armstrong und hat der Flaschenzug einen Presskolben von 0,2 m Durchmesser und 3 m Hub. Es befinden sich auf jeder Seite 3 Rollen, demnach der Hub der Krankette 18 m beträgt. Der Krankopf hat eine Höhe von 14 m über der Kaifläche und eine Ausladung von 9,55 m von der Kaikante. Vor den Laufrädern befinden sich am Gerüst vier Schraubenspindeln *S*, welche zur Sicherung des Kranes gegen Verschiebungen am Gleise auf die Schienenköpfe niedergeschraubt werden. Das Eigengewicht des Kranes beträgt 17 500 kg, wovon 5500 kg Ballast gegen Umkippen. Der Kran kann ungefähr 40 Hebungen und Drehungen in der Stunde ausführen und dabei etwa 50 t umladen.

Die Rohrleitung hat einen Durchmesser von 0,1 m und befindet sich behufs leichter Zugänglichkeit in einem hinter der Kaimauer angeordneten Kanal (vergl. Fig. 8 & 9). Die Entnahme des Druckwassers geschieht auch hier mittels Teleskoprohren, welche in Abständen von 12 m angebracht werden können.

Die Lieferung dieser Krane geschah durch verschiedene belgische Firmen (ÖZ. 1886—GGC. 1902. S. 476).

» Fig. 6. Fahrbarer hydraulischer Vollportalkran in den Häfen von Genua und Savona. Bei dieser von der Firma Tannet, Walker & C:o ausgeführten Anordnung sind gegenüber der vorigen einige wesentliche Verbesserungen vorgesehen. Der eigentliche Kran ist hier als kreisförmige Plattform ausgebildet, welche mit vier Laufrädern auf dem Gerüst beweglich ist. In der Mitte der Plattform befindet sich die Kransäule in Form einer hohlen Blechsäule, von welcher auf

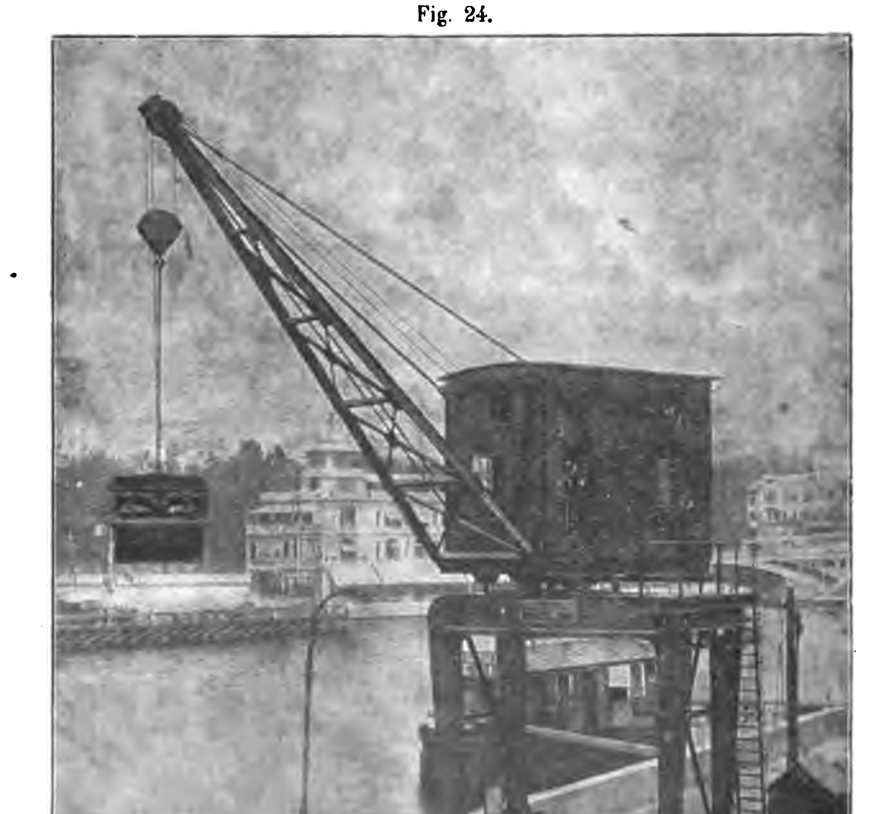
der einen Seite der Ausleger und auf der anderen ein Arm mit einem Gegengewicht ausgeht. Im Inneren der Säule befindet sich der Hebeapparat von der gewöhnlichen Armstrong'schen Anordnung, während sich in der Plattform zwei Cylinder für die drehende Bewegung des Krahnes befinden.

Während bei den Antwerpener Kranen der hydraulische Apparat den unteren, in das Krangestelle eingespannten, auf Biegung beanspruchten Teil der Kransäule ausmacht, wird hier nur die hohle Blechsäule und nicht der Hebeapparat auf Biegung beansprucht. Ein weiterer Vorteil der Tannet-Walker'schen Krane besteht darin, dass das Wärterhäuschen vorne an der Kransäule angebracht ist, und mit dieser alle Bewegungen mitmacht, daher der Wärter alle Bewegungen der Last leicht überblicken kann.

Die Zufuhr des Druckwassers geschieht hier durch die in der Erde versenkte Rohrleitung R, während das daneben befindliche Ablaufrohr R_1 das verbrauchte Wasser wieder zum Pumpwerke zurückbringt (GGC. 1902, S. 476).

Taf. 22, Fig. 7. Fahrbarer hydraulicher Vollportalkran im Hafen von Mainz. Bei dieser von der Berliner Firma C. Hoppe gelieferten Type ist der Presscylinder hinter der Kransäule in geneigter Lage angebracht, und dient auf diese Weise als Gegengewicht.

Fig. 24.



Fahrbarer elektrischer Vollportalkran von Mohr & Federhaff.

Die obenstehende Textfigur 24 zeigt den elektrisch betriebenen fahrbaren Vollportalkran der Firma Mohr & Federhaff auf der Pariser Weltausstellung 1900. Die Firma hat seitdem zahlreiche derartige Krane für verschiedene Häfen geliefert, z. B. 13 Stück für die Häfen von Kehl und Strassburg. Dieselben haben 3000 kg Tragkraft, 9,27 m Ausladung, 14 m Rollenhöhe, 20 m Hubhöhe, 2 Motoren mit Drehstrom von 200 Volt. Desgleichen wurden mehrere Krane gleicher Art für den Hafen von Neufahrwasser geliefert, die bei einer Ausladung von 10,1 oder 10,3 m eine Tragkraft von bezw. 2500 und 1500 kg entwickeln. Ferner wurden für den Versmanns-Kai in Hamburg 19, für den Hafen in Ludwigshafen a/Rh. 7 Krane dieser Art ausgeführt, u. s. w. Der Betrieb geschieht mit 2 Motoren mit Gleichstrom von 500 Volt, oder Drehstrom von 200 Volt. Der Preis derselben beträgt ca. 21 700 Rmk.

Taf. 22, Fig. 8—9. Beispiele von fahrbaren hydraulischen Halbportalkranen (Winkelportalkranen) in den Häfen von bezw. Bremen und Köln. Bei dieser in neuerer Zeit eingeführten Type ist behufs Raumgewinnung der hintere Schienenstrang des Krangleises an der Schuppen- bezw. Lagerhauswand angebracht.

Bei der Anlage in Bremen (geliefert vom Aktienverein Gutehoffnungshütte in Oberhausen, Rheinland) befindet sich der vordere Schienenstrang auf 0,5 m Entfernung von der Kaikante, während der hintere auf 10,5 m Entfernung von dem ersteren und auf 4 m Höhe über demselben liegt. Hierdurch wird vom Kran ein doppeltes Eisenbahngleis nebst einem vor den Schuppen befindlichen Perron von 2,15 m Breite überspannt. Die Laufräder derselben Seite haben eine gegenseitige Entfernung von 5 m und hat die obere Plattform des Kranes eine Breite von 3,5 m. Der Wasserdruck beträgt 50 Atm.

Fig. 8 a zeigt die Anordnung des bei diesen Kranen angewendeten Flaschenzuges (System Neukirch), welcher für die Entwickelung einer Tragkraft von 1500, 1000 und 500 kg mit entsprechendem Wasserverbrauch eingerichtet ist. Der Apparat besteht aus dem Cylinder *A*, dem Kolben *B* und dem mit dem Cylinder *A* fest verbundenen, hohlen Kolben *C*. Durch die Rohre *a* und *b* kann Wasser dem Apparat zugeführt, oder von demselben fortgeführt werden, und zwar:

1) Wird durch das Rohr *a* Druckwasser eingelassen, während das Rohr *b* mit dem Ablaufrohr verbunden ist, so kommt die Differenz der Kolbenflächen von *B* und C zur Wirkung.

2) Wird dagegegen durch das Rohr *b* Druckwasser eingelassen, während das Rohr *a* mit dem Ablaufrohr verbunden ist, so kommt nur die Fläche des feststehenden Kolbens *C* zur Wirkung.

3) Wird schliesslich durch die beiden Rohre *a* und *b* Druckwasser eingelassen, so kommt die ganze Fläche des beweglichen Kolbens *B* zur Wirkung.

Die bezüglichen Druckwasserverteilungen geschehen durch den in der Figur ersichtlichen Wechselschieber, welcher mit einem Handsteuerapparat in Verbindung steht und entsprechen die Stellungen 1, 2 und 3 des Handhebels den oben unter 1), 2) und 3) angegebenen Druckwasserverteilungen, mit einer bezüglichen Tragkraft von 1000, 500 und 1500 kg. Dabei wird der Handhebel in den drei Stellungen durch eine Stellvorrichtung an dem in der Figur ersichtlichen Führungsbogen fixiert.

Die Hydranten für die Druckwasserentnahme befinden sich in Entfernungen von 10 m. Deren Verbindung mit den Kranen geschieht hier durch Gelenkrohre. Zum Schutz gegen den Frost sind die Cylinder und oberirdischen Rohre mit schlechten Wärmeleitern umhüllt, nebstdem der Druckleitung erwärmtes Abwasser der Dampfmaschinen zugeführt wird.

Ausser diesen fahrbaren Kranen, von denen Ende der achziger Jahre in Bremen 31 in Anwendung waren, befanden sich zu jener Zeit auf der Rückseite der Güterschuppen, für den Warentransport zwischen diesen und den Lagerhäusern 16 feste Portalkrane von gleicher Art wie die vorigen, durch welche sämtliche vier Stockwerke der Lagerhäuser erreichbar sind (HZ. 1889).

Fig. 9 zeigt die seltene Anordnung eines fahrbaren hydraulischen Halbportalkranes, welcher ein dreifaches Eisenbahngleis überspannt. Es befinden sich im Hafen von Köln 30 solche von C. Hoppe in Berlin gelieferte Krane (AB. 1899, Bl. 9).

Taf. 22, Fig. 10. Fahrbarer, elektrisch betriebener Halbportalkran im Hafen von Mannheim. Diese im Jahre 1894 von Mohr & Federhaff gelieferten Krane haben 2500 kg Tragkraft bei 9 m Hub, 10,2 m Rollenhöhe, 16 m Hubhöhe, 1 Motor, Gleichstrom mit 220 Volt. Die Firma hat derartige Krane auch für mehrere andere Häfen geliefert, z. B. für Ludwigshafen (10 Stck.) und nach Hamburg (65 Stck.). Der Preis beträgt ca. 22 700 Rmk.

Die nachstehende Textfigur 25 zeigt noch derartige elektrische Halbportalkrane mit durchbrochenem Fachwerkportal, wie selbe im Hafen von Düsseldorf in Anwendung sind. Dieselben sehen gefälliger aus als die gewöhnlich angewendeten Blechportale, und sind leichter als die letzteren. Auch in anderen Häfen, z. B. in Mannheim gibt es Krane dieser Art.

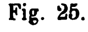


Fig. 25.



Elektrische Halbportalkrane im Hafen von Düsseldorf.

Für den Ladeverkehr auf den offenen Lagerplätzen werden manchmal feste oder fahrbare Vollportalkrane in Form von s. g. Bock- oder Transversal-Kranen angewendet, deren Betrieb durch Handkraft, Dampf oder Elektricität geschieht. Es sind dies Laufkrane mit der Quere nach beweglicher Katze.

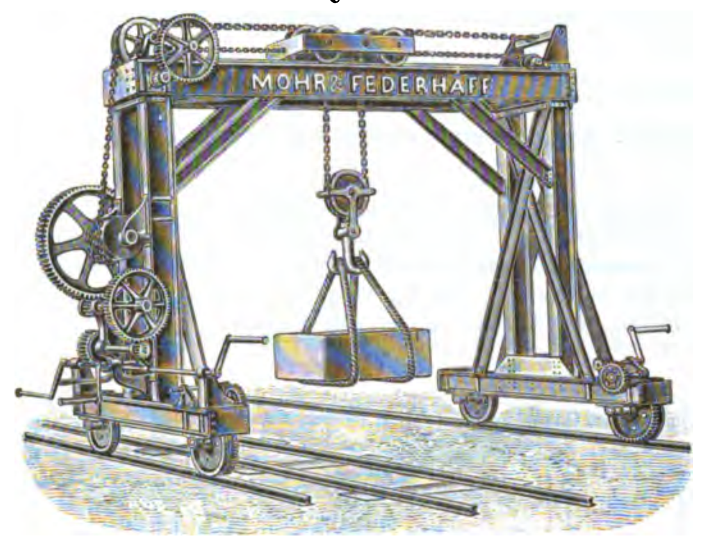
Textfig. 26 ist ein derartiger fahrbarer Kran für Handbetrieb. Von den zwei mit Kurbeln versehenen Antriebwellen, welche sich auf der linken Seite befinden, dient die parallel zum Gleis liegende, zum Heben und Senken der Last und die winkelrecht dagegen liegende, zum Bewegen der Laufkatze. Das Längsfahren des Kranes geschieht durch die auf beiden Seiten vorne angebrachten Wellen, von denen die rechtseitige mit Kurbel versehen ist. Solche Krane kosten bei einer Tragkraft von 3000, 6000, 10 000, 15 000 und 20 000 kg Tragkraft bei bezw. 3,8, 4,9, 6,3, 8 und 10,8 m Spurweite bezw. 2400, 3700, 4600, 6400 und 10 000 Rmk.

Die gleiche Anordnung wird auch für elektrischen Betrieb angewendet, wobei nur die Handkurbeln durch elektrische Motoren ersetzt werden. Ein solcher elektrisch betriebener Bockkran mit massiven Hauptträgern, 12 000 kg Tragkraft, 10,52

m Spurweite und 5 m Hubhöhe wurde z. B. von Mohr & Federhaff in Mannheim an die Maschinenfabrik L. W. Breuer, Schuhmacher & Co. in Kalk bei Köln geliefert.



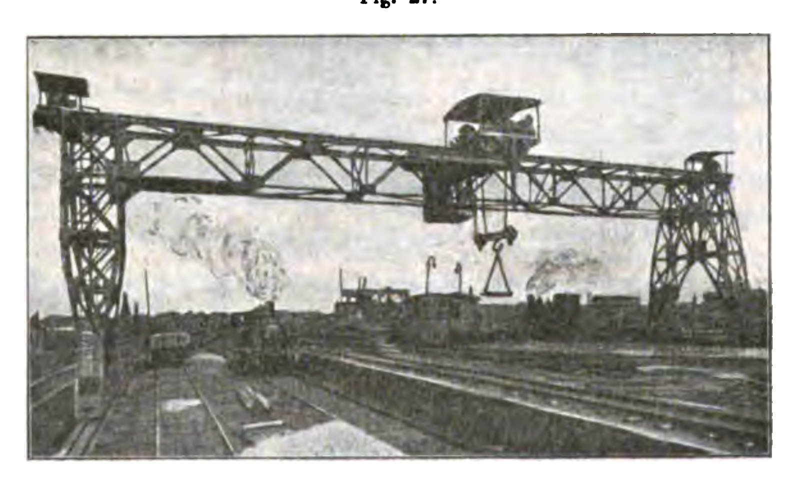
Fig. 26.



Fahrbarer Bockkran für Handbetrieb.

Bei grösserer Spurweite und Höhe werden sowohl die Hauptträger wie auch die Füsse als Fachwerkkonstruktion angeordnet. Textfig. 27 zeigt einen solchen, elek-

Fig. 27.



Elektrischer Bockkran von 15 000 kg Tragkraft.

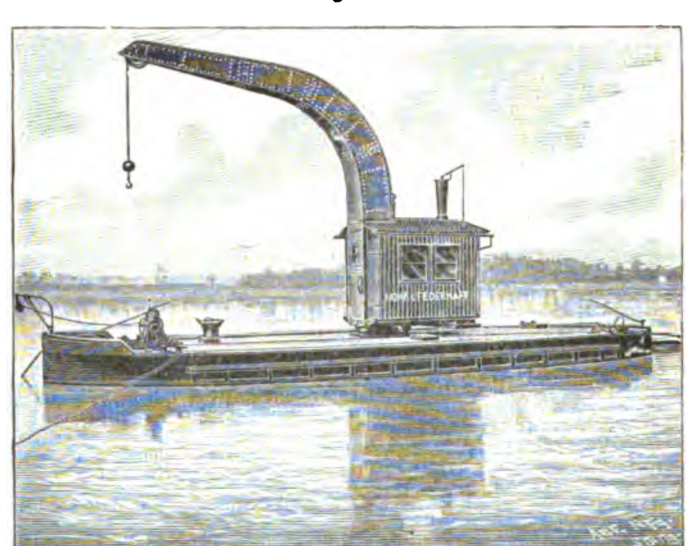
trisch angetriebenen Bockkran mit 4 Motoren, ausgeführt von Ludwig Stuckenholz zu Wetter a. d. Ruhr für die Gewerkschaft »Deutscher Kaiser« in Bruckhausen a. Rh.

Schwimmkrane.

Krane, welche an verschiedenen Stellen eines Hafens oder zum Umladen von einem Schiff zum anderen benutzt werden sollen, werden als Schwimmkrane (Pontonkrane) ausgeführt. Dieselben bestehen aus einem Ponton mit darauf angebrachtem Drehkran oder Mastenkran, letzterer für grössere Lasten. Ihre Fortbewegung geschieht bei kleineren Kranen durch Schleppen mittels eines anderen Fahrzeuges, bei grösseren mittels eigener, einfacher oder doppelter Schiffsschraube.

Ein schwimmender Dampf-Drehkran mit Blechausleger ist aus der nachstehenden Textfigur 28 zu ersehen. Derselbe befindet sich in Amöneburg bei Biebrich am Rhein (Cementfabrik Dyckerhoff & Söhne), hat ein eisernes Ponton von 18 m Länge und 6,5 m Breite, 2000 kg Tragkraft, 7 m Ausladung, 8 m Rollenhöhe und 10 m Hubhöhe, und kostete ca. 21 700 Rmk.

Fig. 28.



Schwimmkran der Cementfabrik Dyckerhoff & Söhne.

Taf. 22, Fig. 11. Schwimmender Mastenkran von 40 000 kg Tragkraft im Hafen von Bremen. Hier bestehen die Vorderbeine aus Blechröhren und das Hinterbein aus einem Kastenträger. Das Hinterbein wird auf einem Führungsbock so geleitet, das die Achse der die Verkürzung oder Verlängerung bewirkenden Schraube stets in die Richtung der Achse des Hinterbeines fällt. Die grösste freie Ausladung beträgt in der Höhe von 7 m über dem Wasserspiegel 7,5 m (HZ. 1889).

Taf. 23, Fig. 1. Schwimmender Mastenkran mit Fachwerkbeinen von 80 000 kg Tragkraft im Hafen von Rio Janeiro. Dieser und der vorige Kran wurden vom Aktienverein Gutehoffnungshütte in Oberhausen, Rheinland, geliefert. Die Firma hat für die Kaiserl. Werften in Kiel und in Wilhelmshaven je einen solchen Kran von 100 000 kg Tragkraft ausgeführt.

c. Aufzüge und Rutschen.

Aufzüge sind Vorrichtungen zur Beförderung der Güter in vertikaler Richtung, an der Aussenseite oder im Inneren von Lagerhäusern (Speichern). In der

einfachsten Form bestehen diese Vorrichtungen aus einer in entsprechender Höhe angebrachten Rolle, über welche ein Seil oder Kette geführt ist, welches an einem Ende mit dem zum Anhängen der Last erforderlichen Haken versehen ist, während das andere Ende zur Trommel einer Winde, oder zu einem Flaschenzug mit Dampf-, oder Druckwasserbetrieb geführt ist.

In dieser Form werden die Aufzüge meistens nur an der Aussenseite von Lagerhäusern angewendet, während im Inneren der Gebäude dieselben meistens in Form von Fahrstühlen angewendet werden, wobei an der Hubkette anstatt eines Hakens eine Plattform angehängt ist. Einen Aufzug der ersteren Art zeigt das folgende Beispiel, während Beispiele von Fahrstühlen später bei der Besprechung der Lagerhäuser vorkommen.

Taf. 23, Fig. 2. Aufzug bei den Lagerhäusern in Hamburg (AdP. 1891 I, Pl. 38).

Für den Transport von oben nach unten werden in Lagerhäusern anstatt der Aufzüge auch s. g. »Rutschen» mit Vorteil angewendet. Es sind dies geneigte Rinnen in denen die Güter von selbst nach abwärts gleiten. Zur Mässigung der Geschwindigkeit werden hierbei besondere Bremsvorrichtungen benutzt.

Taf. 23, Fig. 3. Lagerhaus mit Rutsche in Amsterdam. Die Rutsche dient für die Verladung nach dem landseitigen Schutenkanal, indem auf derselben von allen Böden Sack- und Ballengut in die Fahrzeuge in jenem Kanal befördert werden kann (ZdI. 1899, N:o 4).

d. Verladevorrichtungen für Massengüter.

In Häfen wo Steinkohlen, Erze, Getreide und andere Massengüter für die Ausfuhr aus Eisenbahnwagen, von Lagerplätzen oder Speichern in Binnen- oder Seeschiffe, oder von Binnenschiffen in Seeschiffe zu ganzen Ladungen zu verladen, oder umgekehrt bei der Einfuhr von Seeschiffen in Wagen, auf Lagerplätze in Speicher oder in Binnenschiffe zu löschen sind, werden besondere Vorrichtungen angewendet, wodurch dies auf mechanischem Wege möglichst schnell, billig und unter möglichster Vermeidung einer Beschädigung der Güter geschehen kann.

Verladevorrichtungen für Steinkohlen, Erze und ähnliche Massengüter.

Beim Verladen von Steinkohlen ist es von Wichtigkeit, dass ein Zerkleinern derselben möglichst vermieden wird, da dieselben sonst sowohl an Wert verlieren, als auch mehr der Gefahr des Selbstentzündens unterliegen. Dieser letztere Umstand ist namentlich bei langen Seetransporten von Wichtigkeit. Es wird daher bei wertvolleren Kohlen möglichst vermieden, dieselben beim Verladen von grösserer Höhe fallen zu lassen, zu welchem Zwecke vorerst unter Anwen-

dung besonderer Vorrichtungen ein s. g. Schüttkegel gebildet wird, auf dessen Mantelfläche die Kohlen dann niedergleiten. Ferner ist bei solchen Kohlen auch die Verwendung von s. g. Selbstgreifern möglichst zu vermeiden, da durch dieselben die Kohlen teilweise zertrümmert werden. Dagegen werden solche Apparate bei bereits zerkleinerten minderwertigen Kohlen mit Vorteil benutzt.

Das Verladen von Kohlen und Erzen geschieht entweder durch Umladen aus Eisenbahnwagen oder aus Binnenschiffen in Seeschiffe, oder durch Entnahme von Lagerplätzen, wo dieselben durch Zufuhr mittels Eisenbahnwagen oder mittels Schiffen aufgespeichert werden.

Umladen aus Eisenbahnwagen in Schiffe.

Man verwendet hierzu bei Kohlen s. g. Kohlensturzvorrichtungen, wobei die Wagen entweder unmittelbar in ihrer Stellung am Gleise, durch Öffnen von Bodenklappen in eine trichterförmige Schüttrinne, welche in die Schiffsluke ausmündet, entleert werden (Schüttrinnensystem), oder es geschieht das Entleeren der Wagen durch Kippen und Abgleiten des Inhaltes durch eine Kopfklappe in eine Schüttrinne (Kippsystem), oder werden die Wagen mittels eines Kranes vom Gleise abgehoben und unmittelbar in die Schiffsluken entleert (Kransystem), oder es werden schliesslich die Kohlen in besonderen Kasten auf Wagengestellen herangefahren und diese Kasten mittels eines Kranes in den Schiffsraum versenkt und dort entleert. Statt dessen werden aber gewöhnlich solche Kasten aus den Wagen durch Schaufeln gefüllt und mittels eines Kranes in das Schiff entleert (Kastensystem).

Hierbei ist namentlich eine zweckmässige Anordnung der Zu- und Abfahrtgleise von Wichtigkeit, welche so beschaffen sein sollen, dass die ankommenden vollen und die abgehenden leeren Wagen einander nicht behindern. Als besonders zweckmässig hat sich die Anordnung erwiesen, wobei die beladenen Wagen auf einem geneigten Gleis durch ihr eigenes Gewicht der Ladestelle zulaufen und ebenso die leeren Wagen unter Benutzung einer hydraulisch oder elektrisch betriebenen Drehscheibe auf einem anderen, umgekehrt geneigten Gleis von selbst ablaufen und sich zu grösserer Anzahl sammeln, um dann mittels Lokomotive abgeführt zu werden.

1) Das Schüttrinnensystem. Bei diesem System wird gewöhnlich ein hölzernes oder eisernes Gerüst angewendet von dessen Scheitel die Rinne ausgeht. Während dieselbe einerseits zur Beschleunigung des Abgleitens möglichst steil gehalten werden sollte, andererseits aber mit zunehmender Geschwindigkeit die Kohlen mehr zertrümmert werden, so wird bei wertvolleren Kohlen der Rinne eine solche Neigung gegeben, dass die Kohlen gerade noch mit Sicherheit abgleiten, nämlich zwischen etwa 30 und 40 Graden, während bei minderwertigen

Kohlen und bei Erzen die Rinne möglichst steil angeordnet wird. Die Rinne muss ferner mit Rücksicht auf verschiedene Schiffshöhen und die Veränderlichkeit der Höhe bei ein und demselben Schiffe, je nach der Belastung, für die Verladung in Seeschiffe in vertikaler Richtung stellbar sein, nebstdem oft auch eine Stellbarkeit in horizontaler Richtung vorgesehen ist, um ohne die Stellung des Schiffes verändern zu müssen, das Füllen in mehreren Luken zu ermöglichen.

Zur Vermeidung des Rollens der Kohlen und der damit verbundenen Stösse wird die Rinne meistens röhrenförmig und am unteren Ende mit einer Klappe verschliessbar angeordnet, welche erst bei vollständiger Füllung der Rinne geöffnet und dann nur in dem Masse offen gehalten wird, als oben das Nachfüllen stattfindet.

Taf. 23, Fig. 4. Gemauerte Kohlen-Verladevorrichtung in Saarbrücken. Hier ist das Gleis auf Trägern parallel zum Ufer über die trichterförmigen Schütttrinnen geführt, und kann dabei gleichzeitig aus mehreren Rinnen in ein Schiff geschüttet werden (ZfB. 1866).

» Fig. 5. Amerikanische hölzerne Ladebrücke für Erze im Hafen von Duluth (ZfB. 1895, Erg. Heft, S. 54).

» Fig. 6. Kohlen-Verladevorrichtung am Tyne-Flusse. Diese Anlage besteht aus einem hölzernen Gerüst mit mehreren über einander angebrachten festen Schütttrinnen aus Blech, von welchen je nach der Höhe des Schiffes eine zur Anwendung kommt, an die dann eine bewegliche Rinne *ab* unter Benutzung eines Verbindungsstückes *a* angeschlossen wird (ZfB. 1878, Bl. 38).

» Fig. 7—7a. Kohlen-Verladevorrichtung am Hendon Dock zu Sunderland. Hier besteht das Gerüst aus Eisen und gehen die festen Rinnen von einem gemeinsamen Einfalltrichter aus, wo alle diejenigen Rinnen, welche augenblicklich nicht zur Benutzung kommen, durch Klappen geschlossen werden, während bei der benutzten die Klappe in angedeuteter Weise niedergelegt und dadurch der Boden des Trichters gebildet wird. Die bewegliche Rinne wird auch hier unter Anwendung eines Zwischenstückes *a* angeschlossen. Die Einfalltrichter sind in der Richtung des Gleises so lang, dass zwei Wagen gleichzeitig entleert werden können.

Von diesen Einrichtungen werden gewöhnlich zwei bis drei neben einander angewendet, und erhalten dieselben in Übereinstimmung mit Fig. 7a eine gegenseitige Entfernung von 15 m, nebstdem die bewegliche Rinne eine seitliche Schwankung von je 2,5 m gestattet, wodurch in zwei oder drei Luken eines Schiffes, ohne Veränderung der Lage desselben geschüttet werden kann.

Bei Wagenladungen von 8 t und gleichzeitiger Benutzung zweier solchen Rinnen beträgt die Leistung etwa 400 bis 500 t in der Stunde (ZfB. 1878, Bl. 38).

2) Das Kippsystem. Hierbei kommt gleichfalls eine Schütttrinne zur Anwendung, in welche aber die Wagen durch Kippen und Öffnen von Seitenklappen entleert werden. Wenn die Höhenlage der Rinne an der oberen Mündung nicht verändert zu werden braucht, so wird der Wagen allenfalls ohne gehoben zu werden zum Kippen gebracht, widrigenfalls nebst der Kippvorrichtung eine hydraulische oder elektrische Hebevorrichtung für die Wagen zur Anwendung kommt.

Taf. 23, Fig. 8. Kippvorrichtung für Kohlenwagen bei Newport am Usk. Hier besteht die Kippvorrichtung aus einer drehbaren Plattform, wobei das Kippen durch das Übergewicht des mit seinem Schwerpunkt bis über die Drehachse hin-

ausgefahrenen Wagens unter Anwendung einer Bremsvorrichtung stattfindet, während das Zurückdrehen durch das in der Figur ersichtliche Zahnradsystem stattfindet (ZfB. 1878, Bl. 40).

Taf. 23, Fig. 9. Hydraulische Kohlen-Verladevorrichtung in Cardiff. Hierbei wird der Wagen auf eine Plattform *a* gefahren und durch den Kolben *c* einer hydraulischen Presse *x* bis zu der in erforderlicher Höhe angebrachten Rinne *h* gehoben, und dann der das Gleis tragende, um eine horizontale Achse drehbare Teil *b* der Plattform mit dem Wagen durch den Kolben *d* einer anderen Presse *y* gekippt. Der Cylinder der letzteren Presse ist um eine horizontale Achse drehbar. Zur Bildung des Schüttkegels wird der Kasten *n* benutzt, welcher durch Öffnen des Schiebers *p* entleert wird. Die Bewegung dieses Kastens, sowie das Einstellen der Schüttrinne geschieht mittels des hydraulischen Flaschenzuges *o*.

Mit dieser Vorrichtung können in einer Stunde 19 Wagen von je 10 t Kohlen verladen werden (ZfB. 1878, Bl. 41).

» Fig. 10—10 a. Hydraulische Kohlen-Verladevorrichtung im Alexandra Dock in Hull. Bei dieser Anlage liegen die Gleise für volle und für leere Wagen in verschiedener Höhe, wodurch dieselben einander in keiner Weise behindern. Während sonst ein voller Wagen nicht eher an die Ladevorrichtung herangebracht werden kann, als bis der vorhergehende leere entfernt worden ist, kann hier während der Entleerung eines Wagens und Fortschaffung desselben am oberen Gleis, unten ein neuer Wagen ganz an die Plattform herangeschoben werden. Aus dem Lageplan Fig. 10 a ist die Anordnung sämtlicher Gleise ersichtlich (ZfB. 1887, Bl. 20—CBl. 1885, S. 136).

» Fig. 11—12. Elektrischer Kohlenkipper im Emdener Aussenhafen. Derselbe besteht aus einem eisernen Fachwerkgerüst, in dem der beladene Eisenbahnwagen mittels eines an Drahtseilen hängenden Fahrstuhls bis zu der für die Schüttrinne erforderlichen Höhe (bis zu 12,5 m) gehoben wird. Hier wird der Wagen durch Schiefstellung der um den Punkt *a* drehbaren Gleisbahn gekippt und in die Schüttrinne entleert. Zur vorherigen Bildung des Schüttkegels dient der durch einen Kran gehobene Kasten *K*. Das Herbeiholen und Beiseiterollen der Wagen geschieht mittels eines Spills.

Diese Anlage welche imstande ist 12 Eisenbahnwagen von 22 bis 25 t Gewicht stündlich in das Schiff zu entleeren, wurde im Jahre 1901 von der Aktiengesellschaft vorm. Nagel & Kaemp in Hamburg zum Preise von 220,000 Rmk (ohne Gründung) geliefert.

Eine gleichartige Anlage wurde von der Firma für den Hafen von Rotterdam geliefert. Fig. 12 zeigt den Lageplan dieser auf einer Zungenmole gelegenen Anlage, woraus die Anordnung der Gleise zu ersehen ist. Auch in Antwerpen befindet sich eine Anlage gleicher Art (ZfB. 1902, S. 449—ZdI. 1901, S. 793—GGC. 1902, S. 502).

3) Das Kransystem. Die bei diesem System verwendeten Krane sind entweder feststehend oder fahrbar und wurden früher mit Dampf oder mit Druckwasser betrieben, während sich in neuerer Zeit wohl auch hier der elektrische Betrieb vorteilhafter erweisen dürfte. Hierbei werden die Wagen entweder unmittelbar vom Gleise abgehoben und durch Bodenklappen in die Schiffsluke entleert, oder werden dieselben auf eine Plattform aufgefahren, samt dieser gehoben und durch Kippen durch Kopfklappen entleert.

Taf. 24, Fig. 1—1 a. Fester Kohlenverlade—Dampfkran im Hafen von Hull (Humber-Eisenbahn- und Albert Dock) (ZfB. 1878, Bl. 39).

Taf. 24, Fig. 2. Fester hydraulischer Kohlenverlade-Kippkran im Hafen von Hull (Albert Dock), wobei der vordere doppelte Presscylinder *b* die Hebung des Wagens, der hintere *c* die Bewegung des Auslegers und der mittlere *d* das Kippen des Wagens besorgt. Die vorderen Cylinder *b* haben bei etwa 50 Atm. Druck, 0,63 m Durchmesser, 1,36 m Hub und an den Enden je vier Rollen von 0,91 m Durchmesser, während der mittlere Cylinder 0,2 m Durchmesser hat (ZfB. 1878, Bl. 39).

» Fig. 3—3 a. Fahrbarer hydraulischer Kohlenverlade-Kippkran im Hafen von Cardiff (Roath Dock). Diese Anordnung hat den Vorteil, dass bei längeren Schiffen alle Luken leicht erreichbar sind, was gegenüber festen Ladevorrichtungen zeitersparend ist. Das Entleeren der Wagen geschieht hier nicht unmittelbar in den Schiffsraum, sondern in einen Kasten *K*, welcher dann entsprechend Fig. 3 a in den Schiffsraum gesenkt und durch Abheben des cylindrischen Mantels vom kegelförmigen Boden entleert wird (ZfB. 1887, Bl. 19).

4) Das Kastensystem. Bei Verwendung von Kasten, welche auf Eisenbahnwagen mit Plattform zugeführt werden, erhalten dieselben einen ebenen Boden und einen Fassungsraum für etwa 2 bis 3 t Kohlen, so dass bezw. drei oder zwei derselben auf einem Wagen Platz finden. Dieselben bestehen aus Blech, werden mit Bodenklappen versehen und sind im übrigen in ähnlicher Weise angeordnet wie die bei Gründungen angewendeten, im »Grundbau» besprochenen Betonkasten mit ebenem Boden. Kasten, welche aus dem Wagen gefüllt werden, erhalten entweder die gleiche Anordnung wie die erstgenannten, oder bestehen dieselben aus einem halbcylindrischen Blechgefäss, mit gleicher Anordnung wie die halbcylindrischen Betonkasten, bestehend aus zwei um eine gemeinsame Achse drehbaren Cylinderquadranten, oder man verwendet eimer-, kübel- oder schalenförmige Fördergefässe von etwa 500 bis 600 kg Inhalt, welche mit der Drehachse nahe am Schwerpunkte aufgehängt sind und durch Kippen entleert werden. Letzteres geschieht von Hand, mittels eines Zugseils oder einer Zugkette, oder selbsttätig durch Anstossen am Boden. Ferner können anstatt solcher Gefässe hier allenfalls auch Selbstgreifer zur Anwendung kommen, wiewohl diese Apparate meistens nur für den umgekehrten Ladevorgang, aus Schiffen in Waggons, benutzt und daher später besprochen werden.

Taf. 24, Fig. 4—4 a. Verladekasten mit Bodenklappen. Derselbe ist mit zwei Hubketten *a* und *b* versehen, von denen die erstere durch Vermittlung eines Querbalkens *c* und der Tragketten a_1 a_1 den Kasten trägt, während die andere durch einen anderen Querbalken *d* und die Tragketten b_1 b_1 mit den Bodenklappen in Verbindung steht. Der Kasten wird an der Kette *b* hängend in den Schiffsraum versenkt, worauf durch Anziehen der Kette *a* und Nachlassen der *b* das Entleeren stattfindet (ZfB. 1877, S. 314).

» Fig. 5. Halbcylindrisches Fördergefäss. Dasselbe hängt im geschlossenen Zustand am Seil (oder Kette) *b*, während es sich beim Anziehen des Seiles *a* und Nachlassen von *b* öffnet, wobei sich die beiden Hälften des Gefässes um die Achse des Halbcylinders drehen. Es werden solche Gefässe von etwa 1 bis 2 cbm Inhalt verwendet.

Textfigur 29 zeigt einen fahrbaren Dampfkran mit einem solchen Fördergefäss. Es ist dies ein fahrbarer Kaikran in Hamburg, woselbst mehrere Exemplare gleicher Art in Anwendung sind. Dieselben haben 2500 kg Tragkraft, 9,8 m Ausladung, 13,8 m Hubhöhe und kosteten ca. 15100 Rmk.

Fig. 29.



Kaikran mit Fördergefäss in Hamburg (von Mohr & Federhaff).

Eine eigentümliche Anordnung eines zu gleichem Zwecke dienenden Kaikranes ist aus Textfig. 30 zu ersehen. Es ist dies ein fahrbarer Dampfkran der Röchling'schen Eisen- und Stahlwerke in Völklingen a/Saar. Derselbe hat 2000 kg Tragkraft, 20,5 m Ausladung, 4,5 m Rollenhöhe, 6,8 m Hubhöhe und 3,6 m Spurweite. Der wagrechte Ausleger bildet hier die Laufbahn für eine Katze, welche ein schalenförmiges Fördergefäss trägt. Die Kosten dieser von Mohr & Federhaff ausgeführten Anlage betrugen ca. 21000 Rmk.

Fig. 30.



Kaikran mit Fördergefäss in Völklingen a/Saar.

Taf. 24, Fig. 6—7. Fördergefässe für Massengüter, angewendet im Hafen von Hamburg. Bei dem Kübel Fig. 6 ist die Drehachse etwas unter dem Schwerpunkt angebracht und wird das Gefäss durch oben angebrachte Haken *H* in

aufrechter Stellung erhalten, bei deren Losrückung das Kippen eintritt (TFF. 1896, S. 44).

Taf. 24, Fig. 8. Amerikanischer selbstentleerender Kübel der Firma C. W. Hunt Company, New-York. Derselbe ist um eine Achse drehbar, welche etwas über dem Schwerpunkt des leeren Gefässes liegt, so dass es in eine andere Lage gebracht von selbst zurückschwenkt und sich dabei in den rechts hinaus ragenden Haken *H* einhakt. Wird aber der Kübel gefüllt, so verschiebt sich der Schwerpunkt nach oben und nach rechts. Wenn dann das Gefäss beim Niedersenken am Boden anstösst und dann etwas gehoben wird, so wird der Haken in die Höhe geworfen und der Kübel schwenkt nach rechts ab, entleert sich und schwenkt von selbst in die ursprüngliche Lage zurück. Solche Kübel pflegen etwa 1200 bis 1500 kg Kohlen oder Erze zu fassen (GGC. 1902, S. 490).

Umladen aus Binnenschiffen in Seeschiffe, oder umgekehrt.

Dies geschieht entweder mit Benutzung von an einem der Schiffe angebrachten Verladevorrichtungen, wozu namentlich die früher besprochenen Temperley-Verlader (Taf. 21, Fig. 2) geeignet sind, oder mittels Uferkranen, zusammen mit Fördergefässen der zuletzt beschriebenen Art. Zu dem Zwecke werden auch kontinuierliche Förderwerke (Elevatoren) nach Art der Eimerketten-Bagger benutzt, welche in schräger Lage von dem einen Schiff zum anderen geführt sind.

Entladen von Schiffen in Eisenbahnwagen und auf Lagerplätze, sowie Beladen derselben von den letzteren aus.

Entladen von Schiffen in Eisenbahnwagen.

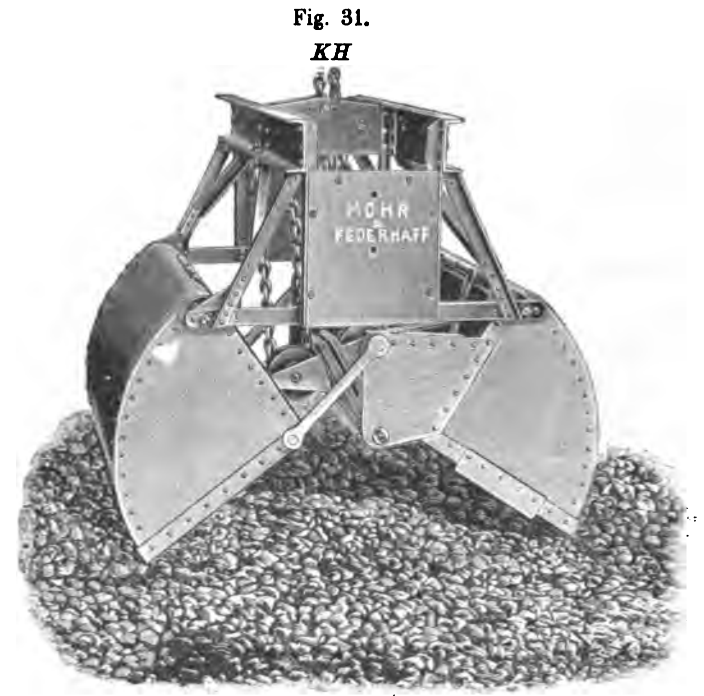
Hierbei werden entweder gewöhnliche, bewegliche oder feste Kaikrane von der besprochenen Art, oder besondere Verladevorrichtungen von grösserer Leistungsfähigkeit, s. g. Elevatoren verschiedener Konstruktion, unter Benutzung der oben besprochenen Fördergefässe und von Selbstgreifern (Excavatoren) verwendet. Letztere werden namentlich bei kleinstückigen Kohlen (Nusskohlen), Coks und ähnlichen Gütern mit Vorteil benutzt. Dieselben sind von gleicher Art und Wirkungsweise wie die gleichnamigen Baggerapparate und arbeiten in der Art, dass sie sich selbsttätig füllen und entleeren.

Die Selbstgreifer sind von sehr verschiedenartiger Konstruktion; eine bewährte Anordnung ist jene von Mohr & Federhaff (Textfig. 31), wobei die Hubkette im Apparate einen Flaschenzug bildet und dadurch, sowie durch die Hebelanordung zwischen den beiden Hälften des Gefässes ein besonders kräftiges Eingreifen in das Material und ein kräftiges Schliessen des Apparates erreicht wird.

Von den zwei Ketten *K* und *H* dient die erstere dazu, den Apparat in geöffnetem Zustand zu tragen, und ist am oberen Ende desselben an einem Bolzen zwischen den zwei Querbalken befestigt. Die Kette *H* (Hub- und Schliesskette) dagegen geht zwischen den Querbalken durch und bildet einen Flaschenzug in der Weise, dass sie um die eine der an der rechtseitigen Gefässhälfte angebrachten zwei Rollen, von dort um eine oben zwischen den Querbalken befindliche Rolle,

dann um die andere der beiden unteren Rollen zum oberen linksseitigen Längsbalken geführt und an demselben befestigt ist. Hierdurch wird beim Anziehen dieser Kette die rechtseitige Gefässhälfte und damit auch die mit derselben durch Hebelarme verbundene linke Hälfte nach oben gezogen, bezw. das Gefäss geschlossen.

Fig. 31.



Selbstgreifer (im Moment des Greifens).

Eine andere ähnliche Anordnung ist die folgende.

Taf. 24, Fig. 9—9a. Selbstgreifer der Duisburger Maschinenfabrik (J. Jaeger), wobei gleichfalls ein Flaschenzug zur Wirkung kommt, welcher aus zwei im festen Längsbalken F und zwei im beweglichen Längsbalken D angebrachten Rollen besteht. Letzterer Balken bewegt sich in seitlichen Führungen C und steht durch Gelenkarme B mit den beiden Hälften A des Gefässes in Verbindung. Die Hubkette H mündet hier in zwei Schliessketten G aus, welche um die Rollen des Flaschenzuges geführt sind. In geöffnetem Zustand hängt der Apparat an der Kette K (GGC. 1902, S. 498).

Die zum Umladen aus Schiffen in Wagen benutzten Krane sind entweder fahrbare oder feste Kaikrane, mit in vertikaler Richtung unbeweglichem oder beweglichem Ausleger, mit einer festen Rolle am Ausleger, oder mit Laufkatze. Zu diesen Umladekranen gehören daher auch die in den Textfiguren 29 und 30 abgebildeten Kaikrane. Bei denselben wird das Fördergefäss unmittelbar in den Wagen entleert, was auch beim folgenden Beispiel der Fall ist.

Taf. 24, Fig. 10. Amerikanische Verladevorrichtung mit festem Kran, welcher mit beweglichem Ausleger und Laufkatze versehen ist (ZfB. 1895, Erg. Heft S. 51).

Nachdem aber das unmittelbare Entleeren in den Wagen eine grössere Aufmerksamkeit erfordert, um nicht daneben zu verschütten, so werden zur grösseren Bequemlichkeit und um die Förderung nicht sofort unterbrechen zu müssen, wenn gerade kein Wagen vorhanden ist, bei grösserem Verkehr feste und fahrbare Gerüste mit einem Schütt-Trichter angewendet, welcher unten mit einer Klappe absperrbar ist, so dass in denselben auch bei nicht vorhandenem Wagen entleert werden kann.

Hierher gehören zahlreiche neuere Verladevorrichtungen (s. g. Elevatoren) von denen sich namentlich die amerikanischen durch eine grosse Leistungsfähigkeit auszeichnen. Darunter sind es insbesondere die Hunt'schen Elevatoren, die eine grössere Verbreitung gefunden haben.

Taf. 24, Fig. 11. Festes Kohlen-Verladegerüst mit beweglichem Ausleger in Cardiff und Newcastle. Die Vorrichtung dient sowohl zum Entladen von Seeschiffen S in die Eisenbahnwagen C und in Binnenschiffe E, als auch umgekehrt zum Beladen von Seeschiffen aus Binnenschiffen, was durch die Bewegungen des Auslegers AB in einer vertikalen Ebene erreicht wird. Das Umladen in die Eisenbahnwagen geschieht durch den Trichter T (ZfB. 1887, Bl. 18).

» Fig. 12. Bewegliches Verladegerüst der Aktiengesellschaft Atlas in Stockholm, wobei ein beweglicher Ausleger mit Katze und Selbstgreifer in Anwendung ist.

» Fig. 13—14. Elevatoren von Hunt, für bezw. einfaches und doppeltes Eisenbahngleis. Diese ausser von den Patentinhabern C. W. Hunt Company in New-York, in Europa von der Firma J. Pohlig, A. G., in Köln u. Wien gelieferten Verlade-Einrichtungen zeichnen sich durch Einfachheit und grosse Leistungsfähigkeit aus, weshalb dieselben in neuester Zeit eine sehr ausgedehnte Anwendung gefunden haben. Dieselben bestehen aus einem Portal-Gerüst mit Ausleger und Schütttrichter.

Die Förderung geschieht mittels eines selbstentleerenden Eimers von der früher besprochenen Art (Fig. 14) oder mittels Selbstgreifer (Fig. 13) unter Anwendung einer Laufkatze am Ausleger und eines einzigen Seiles als Zug- und Hubseil. Zu dem Zwecke ist der Förderapparat so eingerichtet, dass die Katze erst dann in Bewegung kommt, wenn die Last bis zu derselben emporgezogen worden ist. Nachdem dann das oben angelangte Gefäss entleert worden ist, kehrt die Katze mit demselben zur Förderstelle zurück, wo es durch einen verschiebbaren Hemmschuh an gewünschter Stelle aufgehalten wird.

Hierbei hängt bei geradliniger Bahn der Katze die Last G (Textfig. 32) nicht unmittelbar am Förderseil, sondern an einer losen Rolle (Flasche), um welche herum das Seil geführt ist, worauf das eine Ende an der Katze befestigt und das andere über eine an derselben befindliche Rolle zur Winde geführt ist. Damit die Katze erst in Bewegung komme, nachdem die Flasche bis zu derselben emporgezogen worden ist, muss die Bahn einen Neigungswinkel von 30 Graden gegen die Horizontale haben. Ist nämlich α dieser Neigungswinkel, so ist:

$$G_1 = G \sin \alpha = \frac{G}{2}, \text{ somit}$$

$$\sin \alpha = \frac{1}{2}$$

$$\alpha = 30^\circ$$

Fig. 32.

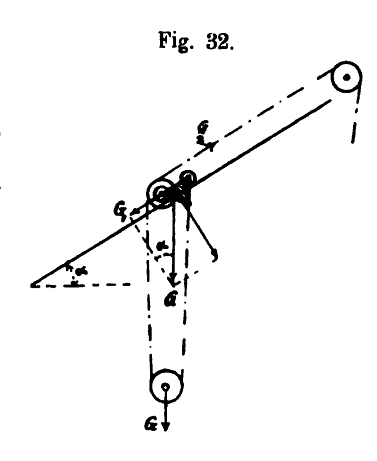
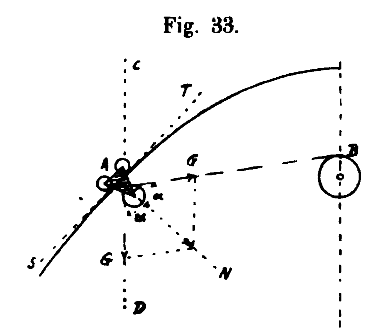


Fig. 33.



Eine andere Anordnung der Hunt'schen Elevatoren besteht darin, dass die Laufbahn der Katze eine Parabel bildet, wobei dann der Bewegungsmechanismus die in Textfig. 33 dargestellte Anordnung hat. Hierbei ist das Hubseil von der den Brennpunkt B der Parabel berührenden Windetrommel aus über eine Rolle der Katze, unter Fortlassung der losen Rolle, direkt zur Last geführt, wobei gleichfalls die Katze erst in Bewegung kommt, nachdem die vertikale Bewegung der Last durch Anstossen gegen die Katze beendigt ist. Diese Eigenschaft beruht darauf, dass die Katze hier in jeder Stellung einen zur Tangente senkrechten Druck gegen die Bahn ausübt. Dieser Druck N halbiert nämlich den Winkel des Hubseiles DAB, so dass:

$$DAN = NAB = \alpha.$$

Ferner ist infolge der Eigenschaft der Parabel, dass die Tangente ST denjenigen Winkel halbiert, den die zur Achse parallele Linie CD mit dem Strahl AB bildet:

$$CAT = TAB = SAD, \text{ somit}$$
$$SAN = TAN = 90°.$$

Beispiele von Elevatoren mit derartigen Auslegern sind aus Taf. 25, Fig. 8 und Textfig. 37 zu ersehen (GGC. 1902, S. 491 & 229).

In gleicher Weise werden in diesem Falle auch mehrere andere Verladevorrichtungen ähnlicher Art, meistens amerikanischen Ursprungs, angewendet. So z. B. werden solche Gerüste wie die vorgenannten mit einem Ausleger von Temperley, von gleicher Art wie bei Fig. 2, Taf. 21, versehen.

Verladen auf mehrere Gleise und auf Lagerplätze.

Soll sich das Abladen über mehrere Gleise, oder bis zu einem von der Kaikante mehr oder weniger weit entfernten Lagerplatz, Fabrik etc. erstrecken, so werden Einrichtungen angewendet, welche teils aus brückenartigen Gerüsten mit Laufkatze nach Art der Bockkrane, teils aus Elevatoren der oben besprochenen Art bestehen, welche aber mit beiderseitigen Auslegern von solcher Länge versehen sind, dass sie das ganze Abladegebiet beherrschen, oder geschieht der Transport von den Elevatoren aus mittels oberirdischer Rollbahnen, Seilbahnen, Förderrinnen, Förderbändern oder Becherwerken.

Diese Anlagen sind dann meistens auch für den umgekehrten Vorgang, nämlich für das Beladen von Schiffen und Eisenbahnwagen von Lagerplätzen aus geeignet.

Verladegerüste mit Laufkatze.

Unter den zahlreichen neueren Vorrichtungen dieser Art sind es wieder namentlich die amerikanischen, die sich durch eine grössere Leistungsfähigkeit auszeichnen. Darunter haben namentlich die Verladevorrichtungen von Brown

(The Brown Hoisting Machinery Company, Cleveland, Ohio) eine ausgedehnte Anwendung gefunden. Dieselben haben eine Leistungsfähigkeit von etwa 40 bis 60 t, ausnahmsweise bis zu etwa 80 t in der Stunde.

Die bei diesen Anlagen angewendeten Fördergefässe bestehen teils aus selbstentleerenden Kübeln, teils aus Selbstgreifern von etwa 1200 bis 1500 kg Inhalt und geschieht deren Bewegung entweder mittels zweier von einander unabhängiger Drahtseile, einem Zugseil für die Bewegung der Laufkatze und einem Hubseil für die Last, oder es dient das Zugseil zugleich als Hubseil, wobei namentlich die bereits früher angedeutete Anordnung von Temperley und die unten besprochene von Brown angewendet werden. Die folgenden Beispiele zeigen einige Anlagen dieser Art.

Taf. 24, Fig. 15. Fahrbares Verladegerüst in Chicago und anderen amerikanischen Häfen, wobei die Förderung in einem Kübel geschieht, welcher mittels eines Seils gehoben und gesenkt wird, während die Bewegung der Laufkatze durch eine Triebkette stattfindet. Es ist dies eine einfache ältere Konstruktion von Brown (ZfB. 1895, Erg. Heft, S. 50).

» Fig. 16. Erzumladegerüst der Aktiengesellschaft Union im Hafen von Dortmund. Die Anlage besteht aus einem eisernen Fachwerkträger mit Laufbahn für die Katze am Untergurt. Die Förderung geschieht mittels Selbstgreifer (ZfB. 1902, S. 302—ZdI. 1901, II, S. 951).

» Fig. 17—17 a, Neuere Fahrbare Verladevorrichtung von Brown im Hafen von Genua (am Molo Nuovo, vergl. Taf. 12, Fig. 8). Diese Anlage bezweckt sowohl das Entladen von Steinkohlen auf einen Lagerplatz, welcher zwischen sieben am Kai fortlaufenden Gleisen gelegen ist, als auch das unmittelbare Umladen in Eisenbahnwagen, welche seitwärts auf weiteren drei Gleisen auffahren, sowie auch das Beladen dieser Wagen vom Lagerplatz aus. Zu dem Zwecke sind die drei Ladegleise mit einem fahrbaren Portalgerüst überspannt, welches mit dem Ufer durch eine parabolische Fachwerkbrücke mit einem Hauptträger von 46 m Spannweite in Verbindung steht, der an der Kaikante von einem fahrbaren Pendelpfeiler in Form eines Zweibeins gestützt ist. Hierdurch wird von der Vorrichtung am Ufer möglichst wenig Raum beansprucht. Von diesem Pfeiler ist nach der Wasserseite hin ein beweglicher Ausleger ausgekragt, indem derselbe um für die Bewegungen getakelter Schiffe längs des Kais nicht hinderlich zu sein, in angedeuteter Weise aufgeklappt werden kann.

Die Förderung geschieht hier mittels Selbstgreifer, welcher an einer Laufkatze aufgehängt ist. Der gesamte Weg der Katze beträgt 53 m. Der Betrieb geschieht durch einen am Gerüst über den Ladegleisen befindlichen elektrischen Motor und werden im Mittel ungef. 40 t Kohlen in der Stunde entladen. Es befinden sich mehrere solche Vorrichtungen im Hafen, so dass (wie im Lageplan eines Teiles der bezügl. Kaianlage Fig. 17 a angedeutet) oft mehrere zugleich (hier vier) an den Luken eines Schiffes angebracht sind (Il Politecnico, 1903).

Im vorliegenden Fall dürfte die Form des Hauptträgers dadurch bedingt gewesen sein, dass über dem Lagerplats und über den Gleisen der freie Raum durch den Träger möglichst wenig eingeschränkt sein sollte. Sonst werden die Brown'schen Verlader gewöhnlich wie in den folgenden Beispielen mit geradem Obergurt und parabelförmigem Untergurt ausgeführt, was für die Stabilität des Bauwerkes vorteilhafter ist.

Taf. 25, Fig. 1—3. Verladevorrichtungen von Brown in den gebräuchlichen Anordnungen. Die Anlage Fig. 1 besteht aus einem parabelförmigen Brückenträger

B mit geradem Obergurt, zwei Auslegern A und C und zwei fahrbaren Stützen D und E, von denen erstere die vorgennante Anordnung hat, während die letztere hier aus einem fahrbaren Gerüst ohne Portal, mit der für den Betrieb des Ganzen erforderlichen Kraftmaschine, besteht. Der wasserseitige Ausleger ist auch hier um eine horizontale Achse drehbar, so dass er in die punktierte Lage emporgezogen werden kann, während der landseitige Ausleger eine feste Fachwerkkonsole bildet, welche am oberen Ende durch ein Seil am Haupttträger verankert ist. Die Weglänge der Fördergefässe beträgt hier 94 m.

Die nachstehende Textfigur 34 zeigt die photographische Abbildung einer solchen Anlage von 109 m Länge und 5000 kg Tragfähigkeit, vom landseitigen Ausleger aus gesehen. Es bestehen solche Anlagen bis zu etwa 150 m Länge.



Fig. 34.



Brown'sche Verladevorrichtung.

Während bei Fig. 1 das Abladen an zwei Lagerplätzen stattfindet, von welchen aus fünf Eisenbahngleise entweder direkt oder mit Hilfe der Verladevorrichtung bedient werden können, ist bei Fig. 2 nur ein Lagerplatz vorhanden, an welchen die Eisenbahnwagen auf vier Gleisen heranfahren können, die mittels der Ladevorrichtung gefüllt werden.

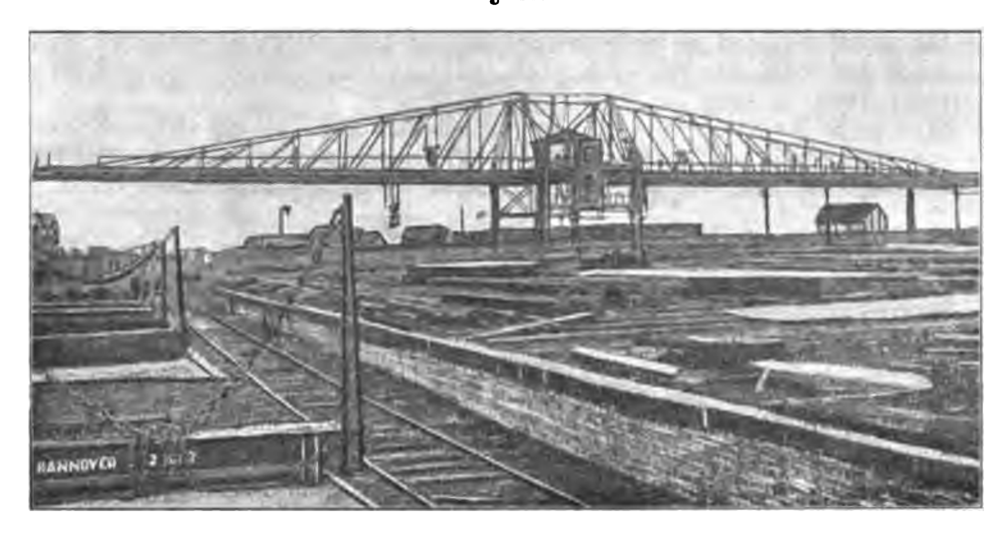
Bei Fig. 3 (Anlage für Erze der Firma Krupp zu Rheinhausen bei Duisburg) befinden sich die vier Ladegleise unter dem landseitigen Ausleger. Der Träger hat hier eine Stützweite von 60 m und der landseitige Ausleger eine Länge von 30 m. Die Förderung geschieht mittels selbstentleerender Kübel von 1 cbm Inhalt und geschehen alle Bewegungen, das Heben der Last auf 17 m Höhe, Bewegung der Katze zur Abladestelle, Entleeren des Gefässes und Rücklauf der Katze, in einer Minute. Die mittlere Leistung beträgt 45 bis 50 t in der Stunde, kann aber bis zu 68 t gesteigert werden. — Bei diesen Apparaten hat die Bahn der Katze, zum Zwecke des selbsttätigen Zurücklaufens derselben, eine Steigung von 1 : 12 bis 1 : 8 (ZdI. 1899, II, S. 1218, 1359—GGC. 1902, S. 496).

Taf. 25, Fig. 4—5. Brown's Kranförmige Verlader mit beiderseitigem Ausleger. Bei der ersteren Anordnung (ausgeführt von der Firma Adolf Bleichert & Co. Leipzig—Gohlis) geschieht das Abladen auf zwei Gleise dicht an der Kaikante, für welche der Kran ein Portal bildet, und auf einen seitlichen Lagerplatz, während bei Fig. 5 nur auf Eisenbahngleise gelöscht wird. Bei der letzteren Anlage beträgt die Länge der Bahn der Katze 50,20 m (GGC. 1902).

Ein grossartiger Verlader dieser Art ist aus nachstehender Textfigur 35 zu ersehen. Derselbe wird vom Eisenwerk »Rothe Erde« bei Aachen zum Verladen

von Walzeisen verwendet und hat eine Tragkraft von 5000 kg, eine Länge von 100 m und eine Spurweite des Kranes von 9 m. Die Bewegung der Last geschieht mit einer Geschwindigkeit von 3 m in der Sekunde (GGC. 1902).

Fig. 35.



Brown's Verlader von 100 m Länge.

Auch diese Verlader werden oft mit so stark ansteigender Bahn nach der Abladestelle zu angewendet, dass das leere Fördergefäss von selbst zurückläuft.

Taf. 25, Fig. 6—7. Anordnung der Laufkatze bei den Brown'schen Verladevorrichtungen. Die auf der Laufbahn (Schiene oder Tragseil) ruhenden Laufräder AA_1 (Fig. 6) tragen zwei Tragbleche B_1 zwischen welchen die beiden festen Rollen C und C_1 gelagert sind. Über diese Rollen ist das Hubseil H geschlungen, an welchem die bewegliche Rolle D mit dem Lasthaken (Flasche) angehängt ist. Die Bewegung der Katze geschieht durch die an derselben befestigten Zugseile ZZ_1.

Die Vorrichtung zeichnet sich dadurch aus, dass während der vertikalen Bewegung der Last die Katze stille steht und erst dann in Bewegung kommen kann, wenn die Flasche so hoch emporgezogen ist, dass sie gegen die Katze anstösst. Zu dem Zwecke ist an der Aussenseite der Tragbleche B je ein Hebel E von besonderer Form angebracht, welcher den Zweck hat, die emporgezogene Flasche festzuhalten, indem sich die vorspringende Welle der Flasche durch Anstossen gegen diese Hebel an den vorspringenden Teil des Schlitzes F der Bleche B anhängt. Die Hebel E stehen ferner mit dem Hebelsystem LL_1 in Verbindung, durch welches unter der Einwirkung der Feder G die beiderseitigen Stangen M gegen das Rad A bremsend gedrückt werden, und dadurch die Katze zum Stehen gebracht ist, so lange die Flasche frei ist, bezw. die Hebel E sich in der gezeichneten Lage befinden. Sobald aber diese Hebel durch Einschieben der Flaschenwelle nach links geschoben werden, so werden dadurch die Bremsstangen M vom Rade A abgerückt und die Bremsung aufgehoben, bezw. die Katze zur Bewegung durch die Zugseile ZZ_1 frei. Wird aber dann die Flasche noch weiter emporgezogen, so werden die Hebel E so weit beiseite geschoben, dass die Flaschenwelle in den Schlitz F abrutscht und die Hebel E frei werden und zurückschnellen, wodurch die Katze wieder gebremst wird, und die Flasche frei niedergelassen werden kann.

Der Hebel K dient zum selbsttätigen Entleeren der Fördergefässe.

Fig. 7 zeigt die Anordnung der Zug- und Hubseile bei den Brown'schen Verlade-Vorrichtungen. Die zur Bewegung der Laufkatze dienenden Zugseile ZZ_1 sind zu den zwei Trommeln T und T_1 geführt, welche unter Anwendung von konischen Zahnrädern so mit einander in Verbindung stehen, dass bei Aufwindung des einen Seiles das andere gleichzeitig um ebensoviel abgewunden wird, während das zur Bewegung der Last dienende Hubseil H an dem einen Ende der Bahn bei A befestigt und am anderen Ende um die Trommel T_2 gewunden ist, so dass durch Auf- oder Abwinden des Seiles die Last bezw. gehoben oder gesenkt wird (GGC. 1902, S. 495).

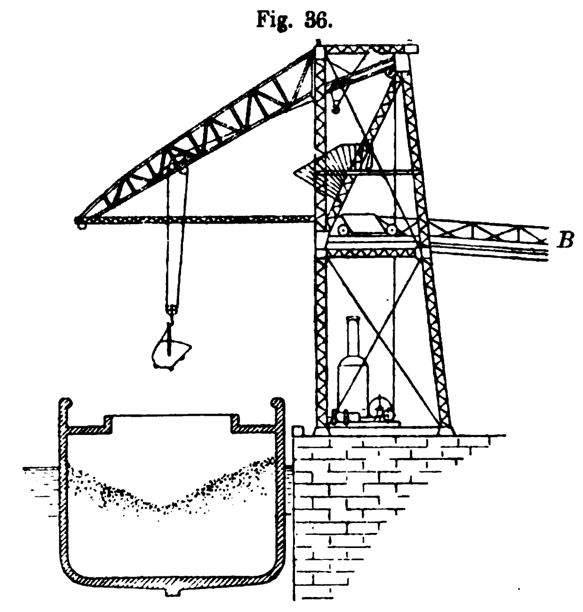
Taf. 25, Fig. 8. Temperley-Verlader von gleicher Type wie die vorigen, wie solche von der Firma Arthur Koppel in Berlin geliefert werden. Der Ausleger-Balken hat hier eine nach dem landseitigen Ende zu ansteigende Lage.

Verladegerüste mit Rollbahnen.

Für den horizontalen Transport zur Abladestelle werden anstatt der auf einer Schiene laufenden Katze auch zweischienige Rollbahnen mit Kippwagen verwendet, welche meistens ein so starkes Gefälle erhalten, dass die beladenen Wagen von selbst ablaufen. Es werden dann diese Bahnen von festen oder fahrbaren Brücken getragen und können auch diese Anlagen so eingerichtet sein, dass gleichzeitig ein unmittelbares Beladen von Eisenbahnwagen vom Elevator aus stattfinden kann. Bei kurzer Entfernung der Abladestelle werden namentlich die automatischen Bahnen von Hunt mit Vorteil angewendet, wobei der beladene Rollwagen nicht nur selbsttätig abläuft und sich entleert, sondern auch selbsttätig zum Elevator zurückkehrt.

Taf. 25, Fig. 9. Einfaches Verladegerüst mit Drehkran und Selbstgreifer von Hunt, wie solches in Amerika und Europa vielfach zur Anwendung gekommen

Fig. 36.



Hunt's Elevator mit automatischer Bahn.

ist. Hier geschieht das Abladen entweder in den Schütttrichter T, von wo die Entnahme in Landfuhrwerke stattfindet, oder in Rollwagen, welche auf der Brücke B zu Lagerplätzen etc. ablaufen (GGC. 1902).

Bei grösserem Verkehr kommen Hunt'sche Elevatoren der früher besprochenen Art zusammen mit gewöhnlichen Rollbahnen oder mit automatischen Bahnen zur Anwendung. Obenstehende Textfigur 36 zeigt eine solche Anlage, wobei das Elevatorgerüst mit einem Ausleger mit geradliniger Bahn für die Katze versehen ist. Vom Gerüste aus führt zur Abladestelle eine Brücke B, auf welcher sich für den horizontalen Transport die in der Figur ersichtlichen Rollwagen bewegen (TFF. 1902, S. 17).

Eine grossartige Anlage dieser Art ist aus Textfig. 37 zu ersehen.

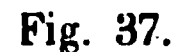


Fig. 37.



Hunt's Elevatoren mit Fachwerkbrücken in Duisburg.

Taf. 25, Fig. 10. Hunt's Elevator mit parabelförmigem Ansleger und mit automatischer Bahn. Das Fördergefäss entleert sich hier in einen Trichter, von welchem aus der Rollwagen W gefüllt wird (GGC. 1902).

Im Freihafen von Kopenhagen sind beispielsweise 10 Stück solcher Elevatoren, mit einer Leistungsfähigkeit von je 80 t in der Stunde in Anwendung. Die Rollbahn befindet sich hier auf einer hinter den Elevatoren längs des Kais laufenden Blechbrücke zu welcher von den Elevatoren aus Schüttrinnen hingeführt sind (Textfig. 38).

» Fig. 11—13. Anordnung der automatischen Bahnen von Hunt. Der Förderwagen (Fig. 11 & 12) hat hier einen Inhalt von etwa $1^1/_2$ cbm und besteht aus einem hölzernen Kasten auf eisernem Gestelle, mit dachförmigem Boden und mit Seitenklappen, welche sich unten öffnen. An der einen Klappe ist ein Winkelhebel BAB (Fig. 12) angebracht, bestehend aus einer horizontalen Drehachse A mit zwei Armen B, welche durch Leinen L mit der anderen Klappe so verbunden sind, dass sich die beiden Klappen gleichzeitig öffnen und schliessen. Die Achse A hat ferner einen nach abwärts gerichteten, mit einer Rolle R versehenen Arm, welcher dicht an der Langschwelle des Gleises läuft. An der letzteren ist an der Entleerungsstelle seitwärts ein dreieckiger Hemmschuh S angebracht, so dass



Fig. 38.



Hunt's Elevatoren mit Rollbahnen im Freihafen von Kopenhagen.

beim Anstossen der Rolle *R* gegen denselben die Klappen geöffnet werden und der Inhalt des Wagens sich nach beiden Seiten hin entleert.

Zum selbsttätigen Ablaufen des beladenen Wagens hat die Bahn ein Gefälle von 3 : 100, während für den selbsttätigen Rücklauf folgende Einrichtung getroffen ist:

Auf dem Gleis befindet sich eine hölzerne Traverse *TT* (Fig. 12 & 13), welche mit einem unter dem Gleis befindlichen, über zwei an den Enden der Bahn angebrachten Rollen *A* und *B* (Fig. 13) laufenden endlosen Seil in Verbindung steht und in entsprechender Entfernung vom Elevator aufgestellt ist. Dieses Seil ist ferner um eine auf der horizontalen Bahn *AC* bewegliche Rolle *C* geschlungen, welche mit einem um die Achse *O* drehbaren Gegengewicht *G*, in Form eines mit Ballast gefüllten Kastens, in Verbindung steht.

Der gefüllte Wagen wird nun durch einen Arbeiter längs einer kurzen horizontalen Strecke der Bahn hingeführt und dann mit einem Stoss hinausgeschoben. Sobald derselbe die Traverse *T* erreicht hat, schiebt er dieselbe vor sich hin, infolge dessen das Gegengewicht *G* so lange gehoben wird, bis der Wagen gegen den Hemmschuh *S* stösst und sich entleert, worauf derselbe durch die Wirkung des Gegengewichtes so stark zurückgeschoben wird, dass er wieder den Ausgangspunkt erreicht, wo er vom Arbeiter in Empfang genommen und nach Schliessung der Klappen zum Elevator geschoben wird.

Diese automatischen Bahnen sollen sich überall gut bewährt haben. Dieselben erhalten bei beweglichen Brücken eine Länge von etwa 60 bis 70 m, bei festen Brücken aber bis zu etwa 250 m und können im ersteren Falle eine Leistungsfähigkeit von etwa 40 bis 45 t in der Stunde erreichen. Dabei sind nur zwei Mann erforderlich (GGC. 1902).

Verladegerüste mit Seilbahnen.

Anstatt Brücken werden für den Seitentransport auch Seilbahnen angewendet. Dieselben bestehen aus beiderseitigen Gerüsten (Türmen) und einem dazwischen gespannten Tragseil. Sie haben gegenüber den Brücken den Vorteil

grösserer Einfachheit und Billigkeit der Anlage, jedoch den Nachteil eines grösseren Kraftverbrauchs infolge der Veränderlichkeit der Form der Bahn. Die hierbei angewendeten Fördergefässe sind entweder Eimer, Kübel oder Tröge etc., welche mittels Laufrollen unmittelbar am Tragseil aufgehängt sind und durch ein besonderes Zugseil bewegt, sowie durch Kippen von Hand, oder durch Anstossen an einem Hindernis entleert werden, oder werden solche Gefässe in der Art benutzt, dass sie an einer am Tragseil laufenden Katze hängen, so dass sie mittels eines Hubseils auch in vertikaler Richtung beweglich sind. Hierbei wird entweder nebst dem Hubseil noch ein besonderes Zugseil angewendet, oder ist die Einrichtung so getroffen, dass das Zugseil zugleich als Hubseil dient. Diese Fördergefässe sind meistens selbstentleerend. Dieselben Einrichtungen werden oft auch zur Entnahme von Kohlen etc. von Lagerplätzen, behufs Beladens von Schiffen oder Eisenbahnwagen benutzt und kann dann sowohl das Füllen als auch das Entleeren der Gefässe selbsttätig geschehen.

Taf. 25, Fig. 14. Seilbahneimer, hängend am Tragseil *T* und bewegt mittels des Zugseiles *Z*.

Taf. 26, Fig. 1. Verladevorrichtung mit Seilbahn, ausgeführt von der Aktiengesellschaft Atlas in Stockholm. Die Anlage dient sowohl zum Entladen von Schiffen auf einen Lagerplatz und in Eisenbahnwagen, als auch zum Beladen der Schiffe vom Lagerplatz aus.

» Fig. 2—4. Seilbahn von D. J. Calhoun, Chicago. Fig. 2 zeigt die Bahn in dem Augenblick, wo sich der Förderkübel *S* durch Emporziehen desselben längs der Böschung eines Kohlenlagers füllt, wobei das Zug- und Hubseil auf einer Trommel aufgewunden wird, die sich am rechtseitigen Gerüst befindet, während das andere Ende desselben um eine feste Rolle der Laufkatze *K* und die bewegliche Flasche geführt und dann an der Katze befestigt ist. Dabei wird die Katze durch eine Fangklemme am Tragseil so lange festgehalten, bis die Flasche zur Katze emporgezogen ist und an diese anstösst. Das sodann mit der Katze zur Entleerungsstelle gezogene Fördergefäss wird dort durch Anstossen an einen am Tragseil befestigten Auswerfer *P* entleert. Durch ein zweites Zugseil wird dann die Katze wieder zur Entnahmestelle befördert und überschreitet dabei einen nur auf dem Rückwege in Tätigkeit tretenden Auslöser *N*, welcher die lose Rolle wieder frei gibt, infolge dessen der Kübel wieder zur Böschung niedersinkt.

Die Laufkatze (Fig. 3) besteht aus zwei an den Laufrädern *C* und *D* hängenden Tragblechen *A*, zwischen denen die feste Rolle *E* gelagert ist. Das um dieselbe und die lose Rolle (Flasche) *G* gelegte Zugseil ist am Bolzen *F* befestigt. Befindet sich die Flasche ausserhalb der Katze, so ruht die Fläche *ab* des um den Bolzen *F* drehbaren Elementes *T* auf den zwischen den Tragblechen befestigten Führungsstücken *cd*, so dass beim Emporziehen der Flasche die Zapfen *h* derselben in den Ausschnitt *b* von *T* eintreten können. Wenn *ab* auf *cd* ruht, liegt die Klinke *L* bei *e* nicht auf *T*, wohl aber halten die Nasen *f* der Fangklemme des Tragseils (Fig. 4) die Katze bei *g* fest. Treten dann bei weiterem Emporziehen der Flasche die Zapfen *h* in *b* ein, so wird das Element *T* um *F* nach links gedreht, die von einer Feder betätigte Klinke *L* sperrt bei *e* und der Haken *M* löst die Nasen *f* der Fangklemme frei. Hierdurch wird also die Katze für den wagrechten Transport nach rechts frei.

Der Auswerfer *P* (Fig. 2) besteht aus einem Hebelmechanismus *imk*, welcher mittels eines geschlitzten Gasrohres an beliebiger Stelle am Tragseil befestigt werden

kann. Bei der Ankunft der Katze stösst dieselbe gegen den Hebel i und zugleich trifft der Arm k den Hebel H des Kübels, wodurch die Entleerung des letzteren erfolgt. Auf dem Rückweg wird durch den Auslöser N (Fig. 16) die Klinke L (Fig. 17) aus c geklinkt und dadurch die Flasche G von der Katze entkuppelt.

Die Kübel haben hier einen Inhalt von 0,4 bis 1,2 cbm und die Zugseile einen Durchmesser von 13 bis 19 mm. Bei einer Weglänge von 76 m soll in einer Minute eine Hin- und Rückfahrt vollbracht und bei Benutzung des grössten Behälters in 10 stündiger Arbeit etwa 460 cbm Kohle gefördert werden können. Der durchschnittliche tägliche Kohlenverbrauch der Betriebsmaschine beträgt 1 bis 1 $^1/_2$ t (ZdI. 1900 II, S. 1095).

Förderrinnen, Becherwerke und Förderbänder.

Für den Horizontaltransport und den Transport in schiefer Richtung werden anstatt einzelner Gefässe auch kontinuierliche Fördervorrichtungen (s. g. conveyors) in Form von festen oder beweglichen Förderrinnen, Becherwerken und Förderbändern angewendet. Die festen Förderrinnen sind von gleicher Art wie die Rinnen der »Schaufelkettenbagger«, wobei das Gut in der Rinne mittels einer Schaufelkette vorwärts geschoben wird, während die beweglichen Rinnen entweder eine starre Rinne bilden, in welcher das Gut durch eine ruckweise pendelnde Bewegung der Rinne vorwärts geschoben wird, oder bildet die Rinne eine endlose Kette (Förderkette), welche aus an einander gelenkten Tafeln oder Rinnenstücken, oder, namentlich behufs Förderung in geneigter oder vertikaler Richtung, aus hängenden becherförmigen Gefässen (Becherwerke) besteht. Anstatt solcher Ketten werden auch endlose biegsame Förderbänder aus Leinwand, welche zur Erhöhung der Zugfestigkeit und zur Minderung der Abnutzung mit Gummi (Kautschuk, Guttapercha) belegt sind, verwendet.

Taf. 26, Fig. 5—5a. Kohlenverladevorrichtung der Link Belt Co. in Chicago und Philadelphia (System Dodge). Diese Ent- und Beladevorrichtung hat in Amerika eine sehr grosse Verbreitung und besteht im wesentlichen darin, dass die Kohlen beim Entladen der Schiffe mittels eines Elevators der vorher besprochenen Art bis zum höchsten Punkt einer Rutsche gehoben werden, von wo dieselben zu einer emporsteigenden Förderrinne mit Schaufelkette R (Kratzerkette) von der in Fig. 5a ersichtlichen Anordnung niedergleiten und in derselben bis zum höchsten Punkt des von den Kohlen gebildeten Schüttkegels gebracht werden. Zu dem Zwecke ist über dem Schüttkegel ein fahrbares eisernes Gerüst in Form eines grossen scherenförmigen Zweibeines aufgestellt, an dessen einer Seite die Förderrinne angebracht ist.

Das Verladen der Kohlen von diesem Lager aus in Eisenbahnwagen oder Schiffe geschieht in der Art, dass dieselben durch eine messerförmige Fördervorrichtung an der Grundfläche des Kohlenkegels fortgenommen und in einer anderen Förderrinne R_1 zu einem über den Ladegleisen oder am Ufer erhöht gelegenen Trichter befördert werden, aus welchem sie nach Grösse sortiert in die Wagen oder in das Schiff gelangen (TFF. 1902, S. 16—ZdI. 1894, S. 489—1899, S. 1386).

» Fig. 6. Feste Förderrinne von Stoltz (GGC. 1902).

» Fig. 7. Patent-Förderrinne System Marcus, von G. Luther A. G. in Braunschweig. Dieselbe wird bis zu 80 m Länge, horizontal auf pendelförmi-

gen Rollen ruhend ausgeführt. Die Förderung geschieht hier durch ruckweise pendelnde Bewegung der Rinne, wodurch der Inhalt vorwärtsgeschoben wird.

Taf. 26, Fig. 8. Bewegliche Förderrinne mit Tafelkette, von Burton Fils in Paris.

» Fig. 9. Becherwerk von Hunt. Solche Förderwerke sind für den Transport in beliebiger Richtung, horizontal, schief oder vertikal, auf- und abwärts, geeignet, und werden namentlich für den Transport der Kohlen in Kohlenspeichern bei Gasanstalten, Fabriken etc. verwendet (GGC. 1902).

» Fig. 10. Brandley's neues Becherwerk, welches eine Kombination der vorhergehenden zwei Anordnungen bildet (geliefert von der Berlin-Anhaltischen Maschinen-Akt.-Ges. Berlin). Während die einfache Rinne, wie Fig. 8, nur für den Transport in horizontaler oder wenig geneigter Richtung geeignet ist, können Becherwerke von der Anordnung Fig. 9 den Transport in beliebiger Richtung, auch bei oben liegendem Gleise und hängendem Förderwerk, vermitteln, haben aber den Nachteil, dass durch den Zwischenraum zwischen den Gefässen beim Beschütten, und auch durch Stösse und Erschütterungen während des Transportes, Material leicht verschüttet wird. Beim Becherwerk von Brandley, welches aus einer Gelenkrinne aus Blech und in dieselbe eingelegten, um eine Achse drehbaren Bechern besteht und welches auch den Transport in allen Richtungen, auch in hängender Lage, vermittelt, ist jener Nachteil möglichst vermieden.

Beim neuen Elektricitätswerk in Brüssel befindet sich beispielsweise ein solches Becherwerk von 1100 m Gesamtlänge und 30 t stündlicher Leistung.

» Fig. 11. Gummi-Förderband der Thomas Robins Conveying Belt Co. New-York für Kohlen und Eisenerz-Transport, wobei das endlose Band von einer Reihe horizontaler Rollen getragen wird, während gegen das Abfallen des Gutes die Ränder durch schiefe seitliche Rollen emporgehalten werden. Da der mittlere Teil des Bandes der Abnutzung mehr unterliegt, ist dieser Teil mit einer dickeren Gummischicht belegt (ZfB. 1899, S. 1389).

Elevatoren für Getreide etc.

Zum Entladen von Getreide und ähnlichen körnigen und kleinstückigen Gütern, werden oft Elevatoren nach Art der vertikalen Eimerkettenbagger (s. g. Kornbagger) angewendet. Dieselben bestehen aus einem Rahmen mit zwei Trommeln an den Enden und einer darüber laufenden endlosen Doppelkette mit daran befestigten kleinen Eimern oder Bechern, welche bei der Bewegung der Kette das Gut im Schiffe aufgreifen und oben in eine Rinne entleeren, von wo es in Säcken oder in Wagen aufgefangen, oder mittels horizontaler Fördervorrichtungen in Speicher gebracht, oder in ein anderes Schiff umgeladen wird. Dabei ist der Hebeapparat an einem Ausleger oder Balancier von einem festen, fahrbaren oder schwimmenden Krangerüst ausgehängt und kann in verschiedene Höhen gehoben werden. In einzelnen Fällen sind solche Apparate auch bei kleinstückigen Steinkohlen zur Anwendung gekommen.

Zum Entladen von Getreide werden ausser solchen Eimerketten-Elevatoren auch pneumatische Elevatoren nach Art der Sandpumpen benutzt, wobei die Förderung mittels eines Saugrohrs geschieht.

Taf. 26, Fig. 12. Einfacher Getreide-Elevator im Sicherheitshafen von

Bremen. Derselbe besteht aus einem Eimerkettenbagger, welcher an einem bogenförmigen Ausleger eines an der Böschung des Ufers aufgeführten Schuppens ausgehängt und mittels einer Gaskraftmaschine in Bewegung gesetzt wird. Bei Nichtverwendung wird der Apparat emporgezogen und mit dem unteren Ende voran in den Schuppen gehoben (AdP. 1891 I, Pl. 34).

Einen festen Getreide-Elevator neuerer Art zeigt nachstehende Textfig. 39. Derselbe befindet sich an einem Hafenbecken in Düsseldorf, wobei das vom Bagger gehobene Getreide durch ein horizontales Förderwerk in den gegenüber liegenden Speicher transportiert wird. Die Einrichtung wird von einem eisernen Gerüst getragen in dessen unterem Teil sich die Betriebsmaschine befindet. Dasselbe ruht auf einem gemauerten Pfeiler, welcher vor die gepflasterte Uferböschung hinausgeschoben ist.

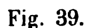


Fig. 39.



Getreide-Elevator in Düsseldorf.

Taf. 26, Fig. 13. Fahrbarer Getreide-Elevator mit Förderband, erbaut von der Firma Gebr. Weismüller in Bockenheim, für Eug. Rieffel in Strassburg. Hier befindet sich die Vorrichtung auf einer hölzernen Brücke und ist auf einem Gleis beweglich. Das Getreide fällt vom höchsten Punkt des Baggers durch ein Rohr in den unteren Teil des Gerüstes, von wo es entweder unmittelbar in die daneben auffahrenden Eisenbahnwagen, oder mittels eines anderen im Gerüst befindlichen Hebewerkes zu dem oberhalb befindlichen Förderband und auf diesem in das Lagerhaus geschafft wird. Von hier wird es später nach erfolgter Absackung in einen Getreideschuppen gefahren, oder in Eisenbahnwagen verladen (ZdI. 1899, N:o 4).

Im Hafen von Mannheim werden fahrbare Getreide-Elevatoren mit Balancier von der in den Textfiguren 40 & 41 ersichtlichen Anordnung benutzt, welche Figuren den Apparat bezw. in Arbeits- und in Ruhestellung zeigen. Das Getreide fällt hier von dem im Balancier befindlichen Förderband oder einem teleskopischen Rohr in einen im Wagen befindlichen Wägeapparat, von wo es in Säcken entweder unmittelbar in Eisenbahnwagen, oder wie in Fig. 40 ersichtlich, in das dahinter befindliche Lagerhaus gebracht wird.

Die Bewegung des Apparates geschieht mittels eines elektrischen Motors, welcher am Ende des Balanciers angebracht ist und als Gegengewicht dient.

Diese von den Firmen Nagel & Kaemp in Hamburg und G. Luther in Braunschweig gelieferten Apparate haben eine Leistungsfähigkeit von 40 bis 60 t in der Stunde bei 15 m Hubhöhe, und erfordern etwa 15 PS (GGC. 1902, S. 483).

Fig. 40.



Fig. 41.



Fahrbarer Getreide-Elevator in Mannheim.

Taf. 26, Fig. 14. Fahrbarer Steinkohlen-Elevator des Gaswerkes zu Wilhelmsburg, ausgeführt von der Firma Nagel & Kaemp in Hamburg. Diese Anlage dient zum Entladen von mehr oder weniger zerkleinerten Kohlen und besteht aus einem Eimerkettenbagger, welcher an einem Balancier mit Gegengewicht aufgehängt ist, das wieder von einem Portalgerüst getragen wird. Im vorderen Teil des Balanciers befindet sich ein Förderband, auf welches die emporgeförderten Kohlen niederfallen, wodurch dieselben bis zur Achse des Balanciers und von hier durch ein zweites Förderband, bis zum Trichter *T* befördert werden, von wo aus sie mittels Schüttrinne entweder in Karren oder in die Eisenbahnwagen unter dem Portal niederfallen. Statt eines solchen Umladens in Wagen werden die Kohlen auch mittels eines weiteren Förderbandes in einen nebenan befindlichen Speicher, oder mittels Rollwagen auf Lagerplätze befördert.

Die Bewegung des Elevators geschieht auch hier mittels eines elektrischen Motors, welcher das Gegengewicht des Balanciers bildet. Der Apparat hat eine Leistungsfähigkeit von etwa 50 t in der Stunde (GGC. 1902, S. 222).

Taf. 27, Fig. 1—1 a. Schwimmender Getreide-Elevator in Bordeaux, welcher das Umladen, nebst dem Reinigen und Verwiegen des Getreides bewirkt. Der für den Betrieb der Arbeitsmaschinen erforderliche Dampf wird durch zwei bei *N* liegende, für je 100 PS ausreichende Kessel erzeugt. Der Turm, worin sich die Arbeitsmaschinen befinden hat eine Höhe von 24,45 m. Die Elevatorröhre *V* hängt am vorderen Ende eines Gestellrahmens *U* und befindet sich in derselben eine Eimerkette, welche das Getreide hebt und durch ein Teleskoprohr *W* in den Turm befördert. Es gelangt dann zunächst in einen über der Wage H_1 befindlichen Behälter, von wo es auf das Wiegegefäss gleitet, um in bestimmte Mengen abgeteilt zu

werden. Von hier fällt die abgewogene Ware in einen Behälter F_1, von wo dieselbe durch eine Eimerkette zu den Reinigungssieben D gehoben wird, dann in die Kammer E und nach Entstaubung durch den Ventilator G in den Aufnahmebehälter F_2 gelangt. Eine weitere Eimerkette hebt das so gereinigte Getreide behufs abermaliger Verwiegung zur Wage H_2, von wo es in den unteren Schiffsraum fällt. Sodann wird es durch eine vierte Eimerkette nach dem Oberstocke des Turmes befördert, von wo es durch Teleskoprohre in ein Schiff oder in einen Speicher überladen wird.

Soll eine Verteilung des Getreides in Säcke erfolgen, so lässt man dasselbe in den Behälter A gleiten, von wo es in kleine Wiegegefässe B fällt, deren Inhalt der Grösse der Säcke entspricht.

Der Apparat hat eine Leistungsfähigkeit von 120 bis 160 t in der Stunde, so dass man mit demselben einen Dampfer von 1600 t Ladung in 10 Stunden vollständig entladen kann, wozu sonst etwa 7 Tage erforderlich sind. Auch sollen die Kosten des Umladens und Reinigens hier wesentlich kleiner als sonst sein (CBl. 1883, S. 445).

4. Anlagen zur Lagerung der Güter.

Die aus den Schiffen entladenen, sowie die behufs Verladens dem Hafengebiet zugeführten Güter werden, soweit dieselben nicht zur unmittelbaren Abfuhr durch Landfuhrwerke, Eisenbahnwagen etc., bezw. zum unmittelbaren Verladen in Schiffe gelangen, entweder auf offenen Lagerplätzen (Freiladeplätzen) oder in gedeckten Räumen gelagert. Ersteres geschieht mit vielen Naturprodukten und Erzeugnissen, welche gegen die Witterungseinflüsse weniger empfindlich sind und viel Raum erfordern, wie z. B. Holz, Steine, Erze, Eisenwaren u. s. w. Doch werden einerseits vielfach, namentlich in kleineren Häfen, auch empfindlichere Waren auf offenen Plätzen gelagert und zum Schutz gegen die Witterungseinflüsse mit geteertem Segeltuch (Presenning) überdeckt, während andererseits auch gegen solche Einflüsse weniger empfindliche Waren zum Schutz gegen andere Beschädigungen in geschlossenen Räumen gelagert werden.

Die gedeckten Lagerräume bestehen aus Schuppen und Lagerhäusern (Speichern).

a. Schuppen.

Die Schuppen sind Gebäude behufs vorübergehender Lagerung der Güter am Ufer, indem hier die aus den Schiffen entladenen, bezw. die dem Ufer zugeführten, zur Verladung bestimmten Waren in der Regel nur so lange untergebracht werden, bis sich die Gelegenheit zur weiteren Beförderung derselben erbietet. Hierdurch wird der Vorteil gewonnen, dass zur Beschleunigung des Löschens der Schiffe die Waren angeordnet in die Schuppen geschafft werden können, um dann, geschützt gegen Witterungseinflüsse etc. gesondert, eventuell auch verzollt, und sodann erst weiter befördert zu werden.

Die Schuppen befinden sich in so grosser Entfernung von der Kaikante,

dass für die Manipulationen am Kai, und meistens auch noch für ein ein-, oder zweifaches, selten dreifaches Eisenbahngleis (vergl. Taf. 22, Fig. 9) nebst einem eventuellen Krangleis Platz findet. Es beträgt dann die Entfernung von der Kaikante bei einem Eisenbahngleis etwa 7 bis 8 m, bei zwei Gleisen 11 bis 12 m und bei drei Gleisen 14 bis 16 m. Auf der Landseite der Schuppen befinden sich wenigstens zwei, gewöhnlich aber mehrere Gleise.

Die erforderlichen Abmessungen der Schuppen bestimmen sich dadurch, dass nach Franzius für je 1000 t der aus einem Schiff entladenen Güter ungefähr 3000 qm Grundfläche erforderlich sind. Die Schuppen erhalten je nach der Grösse der Schiffe und des Verkehrs eine Breite des Lagerraumes von etwa 20 bis 50 m und mehr. [1]) Die Länge der Schuppen ist durch die Rücksicht auf den Personen- und Wagenverkehr, stellenweise auch durch erforderliche Quergleise, sowie durch erforderliche Freiladeplätze beschränkt und beträgt zwischen etwa 50 und 200 m, mit Zwischenräumen von etwa 10 bis 40 m.

Gewöhnlich werden die Schuppen nur in einem Geschoss, bei beschränkter Grundfläche, aber auch in zwei- bis drei Geschossen angelegt, wobei dann ein Teil der Waren durch Uferkrane und Aufzüge in die oberen Geschosse befördert wird. Im ersteren Falle können die Schuppen am einfachsten nur aus einer überdeckten Kaifläche ohne Seitenwände bestehen (wie beispielsweise am Schelde-Kai in Antwerpen), während bei zwei- oder dreistöckigen Schuppen das untere Geschoss meistens aus unter dem Erdboden versenkten Kellerräumen besteht.

Zur Erleichterung des Verladens werden die Schuppen auf beiden Seiten mit Perrons (Ladebühnen) von etwa 1,5 bis 4 m Breite in der Höhe der Eisenbahnwagen (gewöhnlich 1,12 m über den Gleisen) versehen. Doch wird auch zur Erleichterung des Ladeverkehrs mittels Karren nur auf der Landseite ein Perron angelegt, während auf der Wasserseite die Bodenfläche des Schuppens mit der Kaifläche in gleicher Ebene liegt. Dies wird dadurch erreicht, dass entweder die wasserseitige Kaifläche über der landseitigen entsprechend der Höhe des Perrons erhöht wird (wie z. B. beim Albert Dock in London), oder wird die Bodenfläche von der Kaikante nach der Rückseite des Schuppens hin mit entsprechender Steigung angeordnet (wie beispielsweise in Helsingfors). Eine solche Anordnung ist namentlich dort angezeigt, wo Kaikrane nur in geringem Masse oder gar nicht zur Anwendung kommen.

Die Schuppen werden aus Holz oder Eisen, manchmal auch aus Mauerwerk ausgeführt. Die Anwendung von Eisen und Stein empfiehlt sich zwar mit Rücksicht auf die grössere Dauerhaftigkeit und grössere Sicherheit gegen Feuerge-

---

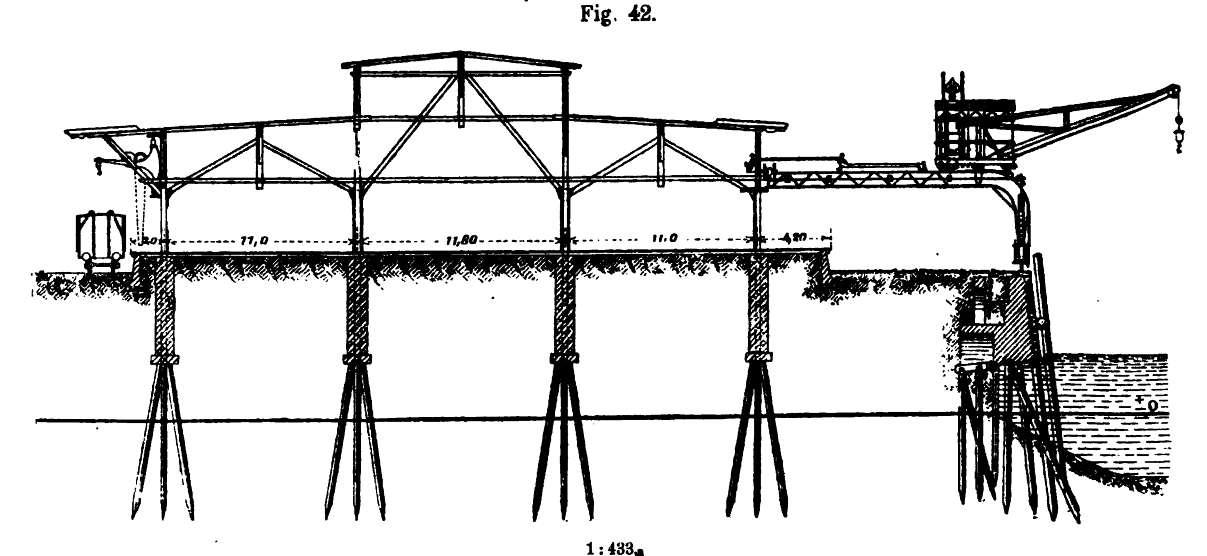
[1]) So haben z. B. die Schuppen der früher besprochenen neuen Hafenbecken in Hamburg (Taf. 11. Fig. 2) eine Breite von 53,6 m.

fahr, ist aber überall dort nicht angezeigt, wo infolge stärkerer Zunahme des Verkehrs eine baldige Notwendigkeit von Erweiterungen vorauszusehen ist, daher die Schuppen einen möglichst provisorischen Charakter erhalten sollen. So wurden beispielsweise bei den neuesten Hafenanlagen in Hamburg die Schuppen meistens aus Holz ausgeführt. Die Fussböden der Schuppen bestehen meistens aus einer rauhen Bohlung von etwa 6 bis 8 cm Stärke, selten aus Asphalt auf Beton. Dieselben werden für eine zufällige Belastung von etwa 1500 bis 2500 kg per qm berechnet. Zur Sicherheit gegen Feuergefahr werden Schuppen von grösserer Länge zweckmässig durch Brandmauern in mehrere Abteilungen geschieden. Aus gleichem Grunde hat man oft auch die Zwischenräume zwischen den Schuppen grösser angenommen, als für den Verkehr notwendig gewesen wäre (z. B. in Mannheim 40 m).

Taf. 27, Fig. 2. Ältere hölzerne Schuppen am Grasbrookhafen in Hamburg. Hier befindet sich auf der Wasserseite zunächst das 2,3 m breite Gleis für die fahrbaren Dampfkrahne und daneben ein Eisenbahn-Ladegleis, während auf der anderen Seite das erste Gleis zum Auf- und Abladen solcher Güter dient, welche durch die Schuppen hindurch gehen, während die folgenden zur An- und Abfuhr voller und leerer Wagen dienen. Das wasserseitige und landseitige Ladegleis stehen in den Zwischenräumen zwischen den Schuppen durch Quergleise mit Schiebebühnen mit einander in Verbindung. Diese Schuppen haben eine Länge von 90 bis 230 m und beträgt die gesamte von denselben eingenommene Kailänge ungefähr 2500 m. Die Breite des Lagerraumes beträgt 15,48 m und jene der beiderseitigen Perrons je 4 m. Die Fussböden bestehen aus einer rauhen Bohlung von 7 cm Stärke, welche für den Karrenverkehr mit Blechstreifen von 1,7 m Breite und 5 mm Dicke belegt ist. Diese Schuppen sind nur nach der Landseite hin durch Schiebetore von 2,7 m Weite geschlossen (DB. 1877, S. 468).

Aus der nachfolgenden Textfigur 42 ist die Anordnung neuerer hölzerner Schuppen am Petersen-Kai in Hamburg zu ersehen. Dieselben haben somit einen Lagerraum von 33,8 m, einen wasserseitigen Perron von 4,2 m Breite, während der landseitige nur 2 m Breite hat. Die hier angewendeten fahrbaren elektrischen Halbportalkrane überspannen ein doppeltes Eisenbahngleis (TFF. 1896, S. 41).

Fig. 42.



1:433,3
Hölzerner Schuppen am Petersen-Kai in Hamburg.

Taf. 27, Fig. 3. Neuerer hölzerner Schuppen im Hafen von Emden (Aussenhafen-Kai, Dortmund Ems-Kanal). Hier beträgt die Breite des Lagerraumes 45 m (ZfB. 1902, Bl. 37).

» Fig. 4. Ältere eiserne Schuppen am Sandtor-Kai in Hamburg mit einer Lagerraum-Breite von 13,96 m (ÖZ. 1886).

» Fig. 5—5 b. Eiserne Schuppen am Albert Dock in London. Diese Ende der siebziger Jahre ausgeführten Schuppen sind entsprechend den Lageplänen Fig. 5 a und 5 b an den beiden Langseiten des Docks angelegt und abwechselnd für Export und Import bestimmt. Dieselben haben nur auf der Landseite einen Perron, während auf der Wasserseite die Bodenfläche des Schuppens mit der Kaifläche in gleicher Höhe steht. Die Seitenwände bestehen aus Wellblech. Auf der Wasserseite befinden sich nebst einem Krangleise zwei Eisenbahngleise (IFF. 1886).

» Fig. 6. Eiserne Schuppen im Hafen von Bremen. Dieselben wurden in den Jahren 1885—87 erbaut, sind gleichfalls zweischiffig und haben eine Gesamtbreite von 35 m und 170 m Länge. Sie sind ringsum mit einem Perron und auf der Landseite mit einer 20 m weiten Einfahrt für Landfuhrwerke versehen (HZ. 1889).

» Fig. 7—8. Beispiele neuerer eiserner Schuppen mit beiderseitigen Perrons, bezw. im Hafen von Emden (Dortmund-Ems-Kanal, Zungenmole des neuen Binnenhafens — vergl. Taf. 11, Fig. 5) und im Freihafen von Stettin. Letztere haben eine Breite des Lagerraumes von 29,74 und eine Länge von 182 m. Die Fundamente bestehen aus Pfahlbündeln und gemauerten Pfeilern, welche durch Gurtbögen mit einander verbunden sind. Auf letzteren ruhen die Träger des Fussbodens (ZfB. 1902, Bl. 37—1899, Bl. 13—TFF. 1902).

» Fig. 9—10. Eiserne Schuppen ohne Perrons im Hafen von Marseille, wobei der Lagerraum in der Höhe der Kaifläche liegt. Hierdurch ist der Lagerraum an allen Punkten für Landfuhrwerke unmittelbar zugänglich, zu welchem Zwecke derselbe gepflastert ist. Der Schuppen Fig. 9 ist zweischiffig (AdP. 1889 I, Pl. 16—ÖZ. 1887, Taf. XIV).

Taf. 28, Fig. 1—1 b. Eiserne Schuppen am Schelde-Kai in Antwerpen. Diese grossartigen, in den achziger Jahren erbauten Schuppenanlagen bestehen aus Dächern über der gepflasterten Kaifläche, von 50 m Breite winkelrecht zur Kailinie und 48 bis 120 m Länge in der Richtung derselben, mit Zwischenräumen von 12 m Weite, in welchen sich Verbindungsgleise mit Drehscheiben und Schiebebühnen zwischen den beiderseitigen Ladegleisen befinden.

Jeder Schuppen besteht aus einer Reihe von neben einander, winkelrecht zur Kailinie stehenden, von Walzeisen-Pfeilern getragenen Satteldächern von je 12 m Spannweite und 50 m Länge. Die verschiedenen Längen der Schuppen entsprechen den Schiffslängen der verschiedenen Verkehrslinien, welche ihre bestimmten Plätze angewiesen haben. Durch Versetzen der Satteldächer, bezw. der ebenso weiten Zwischenräume, können die Schuppenlängen beliebig verändert werden. Die kastenförmigen Pfeiler bestehen aus zwei ⊔-Eisen von 250 mm Breite und zwei Blechplatten von 400 mm unterer und 250 mm oberer Breite. Die Dachbinder haben einen gegenseitigen Abstand von 3,5 m.

Der Vorteil derartiger offener Schuppen, gegenüber geschlossenen, besteht ausser in kleineren Anlagekosten, namentlich darin, dass durch die allseitige freie Zugänglichkeit des Laderaumes der Ladeverkehr sowohl zwischen den Schiffen und dem Kai, als auch für die Landfuhrwerke wesentlich erleichtert ist. Hierdurch wird auch die Verzollung der Güter erleichtert, zu welchem Zwecke dieselben durch transportable Geländer umschlossen werden. Dies ist speciell für Antwerpen von Wichtigkeit, nachdem hier etwa 80 bis 90 % der einlaufenden Güter dem Einfuhrzoll unterliegen. Dagegen hat diese Anordnung den Nachteil, dass dabei die Güter gegen die klimatischen Einflüsse und gegen Diebstahl schlecht geschützt sind. Zur Sicherheit in letzterer Beziehung sind zwar die Kaianlagen von der Kaistrasse durch das in

den Figuren ersichtliche Gitter abgesperrt, wogegen aber von der Wasserseite aus nur durch strenge Bewachung die nötige Sicherheit zu erreichen ist (ÖZ. 1886).

Taf. 28, Fig. 2—2 b. Gemauerter Schuppen mit hölzernem Dach am Südlichen Hafen in Helsingfors. Derselbe hat eine Breite des Laderaumes von 17,5 m und eine Gesamtlänge von 180 m, und ist durch vier Brandmauern in fünf Abteilungen geschieden. Wie aus dem Grundriss Fig. 2 a zu ersehen, befinden sich in jeder Abteilung sieben Dachbinder. Es ist hier nur auf der Landseite ein Perron vorhanden, von welchem aus der Fussboden nach der Kaikante zu mit einer Neigung von 1 : 30 gleichmässig abfällt.

» Fig. 3—3 b. Gemauerte Schuppen in drei Geschossen im Freihafen von Kopenhagen. Dieselben haben eine Breite von 24 m und eine Länge von 94 m, und sind durch zwei Brandmauern in drei Abteilungen geschieden. Die durch drei Reihen eiserner Säulen getragenen Dachbinder haben eine gegenseitige Entfernung von 4,5 m. Das Kellergeschoss hat eine Höhe von 2,5 m, das Erdgeschoss eine solche von 4,34 m und das obere Geschoss eine Höhe von 5,27 m. Der Fussboden des Erdgeschosses besteht aus Monierplatten und jener des oberen Geschosses aus Kappengewölben auf eisernen Trägern. Dieselben sind für eine Belastung von bezw. 2250 und 1500 kg/qm berechnet.

Im Kellergeschoss läuft unter den Perrons um das ganze Gebäude herum ein Transport-Gang. Von diesen Perrons hat der wasserseitige eine Breite von 3,75 m und die übrigen eine Breite von 2,1 m, während der mit Rollwagen-Gleisen versehene gedeckte wasserseitige Perron des oberen Stockwerks eine Breite von 7,2 m hat. Auf den übrigen Seiten befindet sich in diesem Stockwerk ein rings herum laufender gedeckter Gang auf Konsolen, von 1,8 m Breite (Möller, Kjöbenhavns Frihavnsanlaeg, Kopenhagen 1895—TFF. 1895).

» Fig. 4. Gemauerte Schuppen in drei Geschossen ohne Kellerraum, im Freihafen von Triest (AB. 1891, Bl. 37).

b. Lagerhäuser (Speicher).

In grösseren Häfen werden diejenigen Güter, welche von den Eigentümern nicht unmittelbar in eigene Verwahrung genommen, oder unmittelbar weiter verfrachtet werden, oder auf offenen Plätzen lagern können, in Lagerhäusern (Speichern) untergebracht. Es sind dies gemauerte, meistens mehrstöckige Gebäude, welche je nach dem Charakter der Güter verschieden eingerichtet sind, und zwar unterscheidet man: gewöhnliche Lagerhäuser (Speicher) für Güter verschiedener Art, und Speicher für Güter besonderer Art, wie Getreidespeicher, Kohlenspeicher etc.

Der Lage nach befinden sich diese Gebäude entweder unmittelbar am Uferrand, oder wie die Schuppen in einer so grossen Entfernung von demselben, dass nebst einem eventuellen Krangleis noch ein bis drei Eisenbahngleise davor Platz finden, oder sind dieselben hinter den Schuppen gelegen, so dass zwischen denselben nebst einer Anzahl Eisenbahngleise noch eine Fahrstrasse Platz findet. Stellenweise befinden sich die Lagerhäuser auf Zungenmolen, so dass sie auf der einen Seite unmittelbar am Uferrand stehen, während auf der anderen Seite Schuppen davor liegen.

Gewöhnliche Lagerhäuser.

Diese Gebäude erhalten je nach der Grösse des Verkehrs etwa drei bis acht Geschosse von etwa 2,8 bis 4,5 m Höhe, von welchen das unterste gewöhnlich aus unterirdischen Kellerräumen besteht. Die Decken bestehen in den oberen Geschossen in der einfachsten Anordnung aus Holz, gestützt durch hölzerne Säulen und über dem Kellergeschoss meistens aus Kappengewölben zwischen eisernen Trägern, doch werden behufs grösserer Tragfähigkeit und Dauerhaftigkeit, und zur Minderung der Feuergefahr auch die übrigen Decken aus eisernen Balkenlagen auf eisernen Säulen, mit einem Belag, bestehend aus hölzernen Dielen oder Betoneisenplatten hergestellt. Nachdem aber die Eisenkonstruktionen beim Durchglühen bekanntlich ihre Tragfähigkeit verlieren, so wird gegen eine Zerstörung durch das Feuer eine grössere Sicherheit gewonnen, wenn, wie dies in neuerer Zeit stellenweise geschehen, die Decken nebst den Säulen ganz und gar aus Betoneisen (armiertem Beton) ausgeführt werden.

Für die Berechnung der Abmessungen der Lagerhausdecken wird eine Belastung von etwa 1000 bis 2500 kg auf 1 qm angenomenen. [1])

Auch die Lagerhäuser pflegen bei grösserer Länge durch Brandmauern in mehrere von einander feuersicher geschiedene Abteilungen geteilt zu werden.

Die Förderung der Waren in die verschiedenen Geschosse und zwischen denselben geschieht teils durch die Uferkrane, teils durch an den Speichern selbst angebrachte Wandkrane und Speicher- oder Magazinkrane, sowie durch Aufzüge, Rutschen, Förderrinnen, Förderbänder und Becherwerke der früher besprochenen Art.

Taf. 28, Fig. 5. Zweistöckiges Lagerhaus mit Keller und hölzernen Decken im Hafen von Münster (Dortmund-Ems-Kanal) (ZfB. 1902, Bl. 36).

» Fig. 6, 7 & 8. Mehrstöckige ältere Lagerhäuser bezw. in Geestemünde, Harburg (steuerfreie Niederlage) und Stockholm. Beim ersteren Beispiel erstreckt sich das Gebäude mit zwei Flügeln bis zur Kaikante, während der mittlere Teil auf 10 m Entfernung von derselben zurücktritt, so dass hier ein hydraulischer Uferkran nebst einem Eisenbahngleis und einem Perron Platz findet. Das Gleis durchschneidet die beiden Flügel des Gebäudes mittels Durchfahrtstore. Dadurch dass sich das Gebäude teilweise bis an den Uferrand erstreckt, stehen hier die Schiffe in unmittelbarer Verbindung sowohl mit den Lagerräumen als auch mit dem Gleise.

Das Lagerhaus zu Harburg besteht aus zwei mit dem Ufer parallel fortlaufenden Gebäuden, welche durch mehrere Querbauten mit einander in Verbindung stehen und zwischen denen sich ein doppeltes Eisenbahngleis befindet. Sowohl hier als auch im vorigen Beispiel geschieht die Beförderung der Waren zwischen den verschiedenen Stockwerken mittels hydraulischer Aufzüge *A* (AdP. 1891, Pl. 36—HZ. 1857, Bl. 46—Nbg.).

» Fig. 9. Neueres Lagerhaus in Frankfurt a/M, welches an den Uferrand

---

[1]) Bei den Lagerhäusern im Freihafen zu Kopenhagen betrug die der Berechnung zugrunde gelegte Belastung für den Fussboden des ersten Geschosses über dem Keller 2200, für den des zweiten, dritten und vierten Geschosses 1500 und für den des fünften Geschosses 1000 kg/qm.

angrenzt, wobei aber die untersten zwei Stockwerke um 8,0 m zurücktreten, so dass davor ein Eisenbahngleis nebst Krangleis und Perron Platz finden (ÖW. 1891, S. 419).

Taf. 28, Fig. 10. Neues Lagerhaus in Strassburg. Das in acht Geschossen aufgeführte Gebäude ist vollkommen feuersicher, indem Decken und Pfeiler aus armiertem Beton bestehen. Die Ausführung des in Textfig. 43 ersichtlichen stattlichen Gebäudes geschah durch die Betonfirma Wayss & Freitag A. G. in Neustadt a. d. Haardt und München, in der kurzen Zeit von 4 $^1/_2$ Monaten.

Für die äusseren Umfassungsmauern wurden zuerst Pfeiler aufgeführt und zwischen diesen dann nur eine Verkleidungsmauer hergestellt. Die Decken wurden für eine Belastung von 1600 bis 2000 kg/qm berechnet. Bei dem Bauwerk soll gegenüber einer gleichwertigen Ausführung mit eisernen Trägern und Säulen eine Kostenersparnis von etwa 30 % erzielt worden sein.



Fig. 43.



Lagerhaus in Strassburg (Neuer Hafen).

» Fig. 11. Lagerhäuser im Freihafen von Bremen. Dieselben liegen hinter den früher besprochenen Schuppen (Taf. 27, Fig. 6), von denselben so weit entfernt, dass eine Fahrstrasse und ein doppeltes Eisenbahngleis dazwischen Platz finden. Sie sind viereinhalbstöckig, mit folgenden Geschosshöhen: Keller 3,25 m, Unterraum 4,5 m, erster und zweiter Boden 3,5 m und Dachboden 1,2 m. Als Belastung wurde angenommen: für den Unterraum 1800 kg, für den ersten und zweiten Boden 1500 kg und für den Dachboden 1000 kg/qm. Die Fussböden bestehen aus 3 cm starken Brettern mit dazwischen gelegtem Asbestpapier zur Isolierung der Stockwerke. Wegen Bedenken gegen die Haltbarkeit des Eisens im Feuer wurden die Deckenträger und Pfeiler aus Holz ausgeführt.

Ausserhalb befinden sich die in der Figur ersichtlichen festen hydraulischen Krane, durch welche die Waren bis in die obersten Stockwerke gehoben werden können. Im Inneren dienen als Hebevorrichtungen Winden und Fahrstühle, welche mittels Wasserdruck betrieben werden (HZ. 1889, S. 268).

Besonders grossartig und zweckmässig sind die Lagerhäuser im Freihafen von Hamburg, von denen diejenigen am Sandtor-Kai in nachstehender Textfig. 44 ersichtlich sind. Dieselben sind auf einer Zungenmole zwischen dem Sandtorhafen und dem Binnenhafen so gelegen, dass sie auf der einen Seite unmittelbar am Ufer-

rand stehen und für die Fahrzeuge unmittelbar zugänglich sind, während auf der anderen Seite entsprechend der Abbildung Schuppen nebst Eisenbahn- und Krangleisen, und einer Fahrstrasse, davor liegen.

Fig. 44.



Lagerhäuser und Schuppen am Sandtor-Kai in Hamburg.

Getreidespeicher.

Die zur Lagerung von Getreide benutzten Speicher sind je nach dem Umfang des Getreideverkehrs entweder von gleicher Art wie die gewöhnlichen Lagerhäuser, wo das Getreide wie die übrigen Güter auf den Fussböden ausgebreitet wird (vergl. Taf. 26, Fig. 13), oder es werden bei grösserem Verkehr s. g. Silospeicher verwendet, wo das Getreide in schachtförmigen Zellen (Silos) magaziniert wird.

Zur Beförderung des Getreides von den Schiffen in den Speicher und umgekehrt, und für den Transport innerhalb des Gebäudes werden Elevatoren der vorher besprochenen Art, sowie Förderbänder und Becherwerke benutzt. Die Silospeicher sind meistens auch mit Einrichtungen zum Wägen und zum Reinigen des Getreides versehen.

Taf. 29, Fig. 1. Amerikanischer Silospeicher im Hafen von Burgas (Bulgarien). Die Lage des Gebäudes ist so gewählt worden, dass sich vor demselben noch ein Schuppen und die nötigen Gleise befinden, um den Kai auch zum Verladen von Stückgütern benutzen zu können.

Der Fassungsraum der Zellen entspricht 150 000 Säcken Korn oder Gerste zu 100 kg, somit einem Gesamtgewicht von 15000 t. Die von dem Speicher besorgten Operationen bestehen im Abwägen, Reinigen und Transport des Getreides in wagrechter und vertikaler Richtung, dem Füllen und Entleeren der Zellen, dem Beladen der Schiffe und Registrieren der verladenen Mengen. Dies alles geschieht auf mechanischem Wege durch die im Maschinenhaus aufgestellten Motoren. Die

verschiedenen Transporte in- und ausserhalb des Speichers gestatten folgende Kombinationen:

1. Vom Waggon zur automatischen Wage, zu den Zellen oder zum Schiff; 2. von der Wage zur Reinigungsmaschine, zu den Zellen oder zum Schiff; 3. von der Reinigungsmaschine zur Wage, zu den Zellen oder zum Schiff; 4. von den Zellen zur Reinigungsmaschine, zur Wage oder zum Schiff. Jede dieser Operationen vollzieht sich mit einer Geschwindigkeit von 2500 Säcken in der Stunde. Das zu sämtlichen Operationen erforderliche Personal besteht aus 16 Mann, wovon 2 die Waggons, 10 den Speicher und 4 das Schiff bedienen. Das vom Speicher getrennte Maschinenhaus enthält zwei Compound-Dampfmaschinen von je 100 PS (ÖZ. 1894, S. 61).

Taf. 29, Fig. 2. Silospeicher im Freihafen von Kopenhagen. Derselbe liegt am Ende der Zungenmole zwischen den zwei grössten Bassins des Hafens (vergl. Taf. 12, Fig. 6) und führen zu demselben vier Eisenbahngleise, eines auf jeder Seite des Gebäudes und zwei durch dasselbe, nebstdem sich an den Kaikanten noch je ein Gleis befindet.

Das Getreide wird hier teils in den im mittleren Teil des Gebäudes befindlichen, durch 6 Stockwerke gehenden Silo-Zellen, teils auf den zu beiden Seiten derselben gelegenen Böden gelagert. Über den Silos, welche 28 m hoch über dem gewöhnlichen Wasserspiegel liegen, befinden sich noch drei Stockwerke, welche ausschliesslich zur Aufnahme von Maschinen und Wagen bestimmt sind.

Beim Entladen des Getreides aus Schiffen fällt dasselbe durch lose aufgehängte Ablaufrohren unmittelbar in die Trichter *T*, welche über kleinen Öffnungen am Kai aufgestellt werden und zu unterirdischen Tunneln leiten. In diesen Tunneln (wovon sich auf jeder Seite sechs befinden) wird das Getreide mittels Förderbänder mit einer Geschwindigkeit von 2 m in der Sekunde zur Mitte des Gebäudes gebracht, wo es in trogförmige Behälter niederfällt, von welchen es mittels Kornelevatoren bis zum neunten Boden auf eine Höhe von 37,5 m gehoben wird. Von hier fällt es durch die im achten Stockwerk befindlichen Wagen zu den vom siebenten Boden (Verteilungsboden) abzweigenden zahlreichen Ablaufrohren, welche zu den Silos und Lagerböden oder zu Verladerohren geführt sind. Ist ein zu benutzender Lagerraum in einem seitlich gelegenen Teil des Speichers gelegen, so wird das Getreide durch ein in der Längsrichtung des Gebäudes laufendes Förderband dahin gebracht. Die trichterförmigen Böden der Silo-Zellen stehen durch kurze Auslaufrohre mit den darunter befindlichen Laderäumen in Verbindung. Durch einen einfachen Mechanismus kann jeder Boden mittels des denselben passierenden Rohres mit dem oberhalb und dem unterhalb befindlichen Boden in Verbindung gebracht werden. Ausserhalb befinden sich am Gebäude auf jeder Seite drei vom Verteilungsboden ausgehende Abfallrohre, welche, wie in der Figur rechts angedeutet, zum Lastraum der Schiffe hinaus geschwenkt werden können.

Der Betrieb geschieht durch elektrische Motoren. Von den 12 Förderbändern in den Tunneln werden je 6 durch einen Elektromotor von 18 PS mittels Vorgelege bewegt, welche mittels Klauenkupplung je nach Bedarf zu- oder abgekuppelt werden können. Die Elevatoren werden jeder durch einen Elektromotor von 18 PS bewegt. Die Transportkosten der Förderung durch die Bänder in den Tunneln betragen bei einem Transport von 20 t in der Stunde ca. 3,36 Öre und bei 40 t in der Stunde ca. 1,47 Öre pro Tonne, während bei den Elevatoren die Kosten bei 20 t in der Stunde ca. 4,2 Öre und bei 60 t ca. 2,8 Öre pro Tonne betragen (Förhandlingar vid Nordiska Teknikermötet i Stockholm 1897, S. 146 — TFF 1895 — Vergl. die grossartigen Anlagen der Silospeicher von Galatz & Braila, ZdI. 1892, S. 973, 1005, sowie einfache amerikanische Silospeicher, ÖM. 1896, S. 356).

Kohlenspeicher.

Die Steinkohlen werden teils auf offenen Plätzen gelagert, teils aber, zum Schutz gegen Nässe (für Gasanstalten, grössere Kesselhäuser etc.) sowie behufs grösserer Bequemlichkeit bei der Abgabe von der Lagerstelle, in besonderen Kohlenspeichern (Kohlen-Silos) untergebracht, wobei die Kohlen zugleich gewogen und sortiert werden. Grossartige Anlagen dieser Art bestehen namentlich in Amerika (Chicago, Philadelphia u. s. w.).

Taf. 29, Fig. 3—3a. Kohlenspeicher der Firma Possehl & Co. in Altona. Dieses nach dem Muster der Getreidesilos angelegte Bauwerk enthält 15 Zellen von denen sechs einen Querschnitt von 6,68 × 8,4 m und eine Höhe von 21 m und neun Zellen 8,8 × 8,4 m Querschnitt und 15 m Höhe haben. Während die ersteren die ganze Höhe des Gebäudes einnehmen, sind die anderen ca. 6 m hoch über dem Erdboden gelegen und unten mit trichterförmiger Mündung zum Verladen in Fuhrwerke versehen. Die Scheidewände der Zellen bestehen aus armiertem Beton.

Die Kohlen werden durch einen Elevator bis zum oberen Ende der Zellen gehoben und durch ein System von Förderbändern in die Zellen verteilt (GGC. 1902, S. 272 & 512).

» Fig. 4—4a. Kohlenspeicher der dänischen Steinkohlengesellschaft im Freihafen von Kopenhagen. Diese grossartige, Mitte der neunziger Jahre zur Ausführung gekommene Anlage, umfast eine Grundfläche von 200 × 84 m und besteht aus drei Speichern von je 56 m Länge, 31 m Breite und 31 m Höhe von der Bodenfläche bis zum Dach, mit einem Fassungsraum von je 10 000 t Kohlen, verteilt in 18 Zellen. Jeder Speicher ruht auf 117 Betonpfeilern. Die Böden der Zellen bestehen aus Moniergewölben von bezw. 200 mm und 140 mm Dicke, welche für eine Belastung von 5000 kg auf 1 qm berechnet wurden. Hinter diesen Speichern befinden sich freie Lagerplätze für eine Reserve von 30 000 t Kohlen.

Bei der Anlage befinden sich fünf fahrbare Hunt'sche Elevatoren, welche eine Höhe von 23 m haben und als Halbportalkrane die 15 m breite Kaifläche überspannen. Die Fördergefässe für die Entnahme aus dem Schiffe haben einen Inhalt von 2000 kg. Die mittels dieser Entladevorrichtung emporgeförderten Kohlen werden unmittelbar in Eisenbahnwagen am Kai, oder auf einer ca. 11 m hohen Bahn mittels automatischer Wagen *W* abgeführt und entweder in die Speicher, oder auf die dahinter befindlichen Lagerplätze entleert. Durch am Boden der Zellen angebrachte Trichter werden die Kohlen teils an städtische Fuhrwerke teils an Eisenbahnwagen abgegeben. Mittels der Elevatoren kann auch ein Umladen in andere Schiffe stattfinden (Den Tekniske Forenings Tidskrift, Kopenhagen 1897—98. GGC. 1902, S. 236).

» Fig. 5. Kohlenspeicher mit Hunt's Universal-Becherwerk (Conveyor) ausgeführt von J. Pohlig in Köln für die Berginspektion IV in Dudweiler. Die bei *A* zugeführten Kohlen werden mittels eines Schüttwerkes bei *B* auf die endlose, in der Pfeilrichtung kontinuierlich laufende Becherkette geschüttet und bei *C* in die Speicher-Zellen entleert. Die Entnahme aus dem Speicher geschieht unabhängig von dieser Zufuhr unter Benutzung derselben Becherkette in der Art, dass durch Öffnen des Bodentrichters einer Zelle bei *D* die Kohlen in die Becherkette geschüttet, und der Inhalt der Becher bei *E* in einen Trichter über dem zu füllenden Eisenbahnwagen entleert wird.

5. Die Eisenbahnanlagen in den Häfen.

Der durchgehende (Transito-)Verkehr eines Hafens mit dem Hinterlande geschieht teils zu Wasser (zur See, oder auf Flüssen und Kanälen) teils zu Land, hauptsächlich mittels Eisenbahnen. Zu dem letzteren Zwecke ist es erforderlich, dass diejenigen Teile des Hafens, wo die Schiffe anlegen und wo die Güter gelagert werden, mit mehr oder weniger ausgedehnten Gleisanlagen versehen sind, welche eine möglichst rasche und billige Zu- und Abfuhr der Güter mittels Eisenbahn gestatten.

Je nach der Lage eines Hafens hat der Transito-Eisenbahnverkehr gegenüber jenem zu Wasser eine mehr oder weniger grosse Bedeutung. Während z. B. von Mannheim aus, als dem Endhafen für den grösseren Rheinverkehr, der Transitoverkehr hauptsächlich zu Land stattfindet, so dass hier im Jahre 1900 der Eisenbahnverkehr etwa 70 % der gesamten Ein- und Ausfuhr des Hafens ausmachte, betrug gleichzeitig in Hamburg der Eisenbahnverkehr nur etwa 5 % vom gesamten Hafenverkehr [1]). Infolge dessen spielen im ersteren Hafen die Eisenbahnanlagen eine viel wichtigere Rolle, als im letzteren.

Für die Bedürfnisse des Eisenbahnverkehrs in einem Hafen werden zunächst für den direkten Ladeverkehr zwischen den Schiffen und den Eisenbahnwagen unmittelbar am Ufer zwischen der Kaikante und den eventuell vorhandenen Schuppen oder Speichern in der Regel zwei Gleise angelegt, von denen das eine als Ladegleis und das andere für die An- und Abfuhr bezw. voller und leerer Wagen dient. Dieselben werden in Entfernungen von etwa 200 m durch Weichen mit einander verbunden. Ausnahmsweise werden hier auch nur ein Gleis, oder drei Gleise angelegt, ersteres etwa bei beschränktem Raum, letzteres um das dritte Gleis als Ladegleis für den Schuppen oder das Lagerhaus anwenden zu können (vergl. Taf. 22, Fig. 9).

Für den Eisenbahnverkehr mit den Schuppen und den event. dahinter befindlichen Lagerhäusern sind ferner hinter den ersteren meistens noch wenigstens 4 weitere Gleise erforderlich, von denen die an die Gebäude anliegenden als Ladegleise und die übrigen für die An- und Abfuhr voller und leerer Wagen, bezw. als Rangiergleise dienen. Diese Gleise werden gleichfalls in passenden Abständen durch Weichen mit einander verbunden.

Die vor den Schuppen auf der Wasserseite gelegenen Gleise sollen wo möglich mittels Weichen für ganze Züge zugänglich sein. Dort wo wegen Raummangel dies nicht möglich ist, werden die vor den Schuppen gelegenen Gleise mit

---

[1]) Vergl. GGC. 1902, S. 513.

den hinteren durch in den Zwischenräumen zwischen den Schuppen angelegte Quergleise in Verbindung gebracht, auf welchen einzelne Wagen mittels Drehscheiben oder Schiebebühnen übergeführt werden können. Es werden aber solche Quergleise oft auch nebst Weichenverbindungen zur Erleichterung des Verkehrs angelegt. Das Gesagte gilt auch von den Kais auf Zungenmolen.

Taf. 29, Fig. 6. Gleisanlagen im Hafen von Mannheim. Hier befinden sich an dem über 1500 m langen Rhein-Kai in 12 m Entfernung von der Kaikante Lagerhäuser *L*, welche 22 m Breite und 160 bis 170 m Länge haben, und welche durch Zwischenräume von 40 m Weite von einander geschieden sind. Die auf der Wasserseite gelegenen zwei Gleise sind in Entfernungen von 200 m durch Weichen mit einander verbunden. Auf der anderen Seite befinden sich vier Gleise, von denen die ersten zwei zur An- und Abfuhr voller Wagen und die übrigen als Rangiergleise dienen. Nebst diesen vier Gleisen befindet sich auf dieser Seite noch eine Fahrstrasse von ungefähr 9 m Breite. Die Gesamtbreite des so aufgenommenen Kaigebietes beträgt ungefähr 65 m.

In den Zwischenräumen zwischen den Lagerhäusern befinden sich Quergleise mit elektrisch betriebenen Schiebebühnen (GGC. 1902, S. 514).

» Fig. 7. Gleisanlage am älteren Schelde-Kai in Antwerpen. Bei diesem älteren, in den achziger Jahren ausgeführten Teil des Schelde-Kais befindet sich auf eine Länge von etwa 3500 m auf der Wasserseite zwischen Schuppen und Kaikante nur ein Eisenbahngleis (innerhalb eines Portalkrangleises — vergl. Taf. 28, Fig. 1), während auf der Landseite fünf Gleise angelegt sind, wovon sich eines unter dem Dach der Schuppen befindet. In den Zwischenräumen zwischen den Schuppen befindet sich je ein Quergleis, welches das wasserseitige Gleis mit den ersten drei landseitigen mittels Drehscheiben und hydraulisch bewegter Schiebebühnen verbindet.

Demnach ist bei diesem Teil des Kais, mit Ausnahme einer kürzeren Strecke am oberen Ende, das wasserseitige Gleise nur für einzelne Wagen zugänglich. Dass sich aber diese Anordnung als ungenügend erwiesen haben dürfte, beweist der Umstand, dass bei der in neuester Zeit ausgeführten Verlängerung dieses Kais von 2000 m Länge auf der Wasserseite drei Eisenbahngleise, nebst fünf landseitigen Gleisen angelegt worden sind, welche durch Quergleise mit Schiebebühnen mit einander in Verbindung stehen (ÖZ. 1886—GGC. 1902).

» Fig. 8. Gleisanlagen auf einer Zungenmole im Hafen von Genua (Ponte Cristoforo Colombo — vergl. Taf. 12, Fig. 8). Hier befinden sich auf der Mole vier Schuppen in zwei Reihen, mit je einem Gleis auf den Aussenseiten und vier Gleisen zwischen den Schuppen, welche sowohl für ganze Züge zugänglich sind, als auch durch Quergleise mit Drehscheiben mit einander in Verbindung stehen. Die an den äusseren Langseiten liegenden Gleise befinden sich innerhalb von Portalkran-Gleisen (GGC. 1902).

G. Schiffbau-Anstalten.

Der Neubau von Schiffen geschieht auf s. g. Hellingen, welche aus geneigten Ebenen bestehen, von wo man die fertigen Schiffe in das Wasser abgleiten (ablaufen) lässt. Letzteres geschieht meistens in der Richtung des Kiels als Längsablauf, während der Querablauf meistens nur dort in Frage

kommt, wo sich vor dem Helling für den Längsablauf keine genügende Wasserfläche vorfindet.

Bei den zum Bau gewöhnlicher Schiffe dienenden Hellingen ruht das Schiff mit seinem Kiel auf einem geneigten Holzbalken, welcher von einem Schwellen- oder Pfahlrost, oder von Fundamentsteinen getragen wird. Zwischen diesen Balken und den Kiel werden vor dem Ablauf s. g. Schmierkissen, oder besondere Schlitten eingelegt, auf welchen das Abgleiten stattfindet. Zur Sicherung des Schiffes gegen seitliches Kippen wird dasselbe durch seitliche Gleitbalken gestützt, welche von losen Holzklötzen (Stapelklötzen) getragen werden.

Für Schiffe von grösserem Gewicht werden die Hellinge oft aus Mauerwerk (massiv) mit eingefügten Holzschwellen ausgeführt, wodurch der Druck auf eine grössere Breite verteilt wird. Dabei geschieht die Gründung des Mauerwerkes, je nach der Beschaffenheit des Bodens, entweder unmittelbar oder mit Anwendung von Pfählen. Auch wird dann, weil bei grösserer Schiffsbreite der Ablauf auf dem Kiel gefährlich ist, eine s. g. Wiege hergestellt, in welcher das Schiff ruht, und mit welcher es auf zwei um etwa halbe Schiffsbreite von einander entfernten Gleitbahnen abgleitet. Während des Baues ruht der Kiel in Entfernungen von etwa 1 bis 1,5 m auf Stapelklötzen, die später durch das Ablaufgerüst ersetzt werden, auf welches das Schiff durch Aufkeilen gehoben wird.

Die Neigung des Hellings beträgt bei kleineren Schiffen etwa 1 : 6 bis 1 : 8, bei grösseren über Wasser (Stapelhelling) etwa 1 : 16 und unter Wasser (Vorhelling), um bald in grössere Wassertiefe zu kommen, etwa 1 : 12. Um die Schiffe genügend unterstützen zu können, muss die Breite des Hellings wenigstens gleich $^1/_3$ bis $^1/_2$ der grössten Schiffsbreite sein, während die Länge der Sohle des über Wasser befindlichen Teiles der grössten Schiffslänge entsprechen, und der unter Wasser befindliche Teil so lang sein muss, dass das Schiff beim Ablaufen noch so lange eine Stütze findet, bis es durch den Auftrieb von der Bahn abgehoben wird.

Um den unter Wasser befindlichen Teil während des Baues möglichst auszunutzen, werden Hellinge welche für den Bau grösserer Schiffe bestimmt sind, manchmal am unteren Ende bis zu einer gewissen Tiefe gegen das Wasser absperrbar gemacht, so dass dann, entweder durch Ausschöpfen oder unter Benutzung der Ebbe, dieser sonst unter Wasser liegende Teil trocken gelegt und der Stapelhelling bis unter Wasser verlängert wird, wodurch derselbe dann nach oben entsprechend kürzer sein kann. Dieser Abschluss geschieht entweder mittels eines Fangedammes oder durch ein Ponton.

Bezüglich der Lage der Hellinge ist zu beachten, dass die Längsachse wo möglich in der Richtung von Norden nach Süden gelegen sein soll, weil dabei hölzerne Schiffe am gleichmässigsten trocknen und bei eisernen Schiffen die

magnetische Achse mit der Längsachse zusammenfällt, und dadurch lästige Abweichungen der Magnetnadel von der richtigen Lage (Deviation) vermieden werden.

Die Ausführung des unter Wasser befindlichen Teiles der Hellinge geschieht entweder im offenen Wasser durch Absenken eines entsprechend belasteten Rostes auf den natürlichen Boden, oder ein aus Steinschüttung oder Beton bestehendes Bett, oder geschieht die Ausführung dieses Teiles unter Benutzung eines Fangedammes und Trockenlegung der Baugrube.

Taf. 30, Fig. 1—1 d. Helling am Thorner Hafen, wobei der Gleitbalken auf einzelnen Auflagersteinen ruht. Fig. 1 zeigt den Längsschnitt des Hellings, Fig. 1 a—1 b die Befestigung des Gleitbalkens an den Auflagersteinen, und Fig. 1 c—1 d den Schlitten, bezw. im Grundriss und im Querschnitt (ZfB. 1887, Bl. 72).

» Fig. 2—2 c. Massiver Helling des Kriegshafens zu Ellerbeck bei Kiel. Dieser für den Bau von Kriegsschiffen grösster Art bestimmte Helling zerfällt in drei Teile: den für den Bau der Schiffe bestimmten Stapelhelling, der durch ein Ponton gegen den Hafen abgeschlossen und trocken gehalten wird, und den ganz unter Wasser liegenden, nur zur Unterstützung des ablaufenden Schiffes dienenden Vorhelling. Ersterer hat eine Neigung von 1 : 16 und eine Länge von 131,796 m. Die Sohle ist, soweit sie unter dem Terrain liegt, durch Seitenmauern eingefasst.

In der Oberfläche des Mauerwerks befinden sich in Entfernungen von 1,883 m Einschnitte in welche Holzbalken gelegt sind, auf denen die Stapelklötze befestigt werden, welche unter dem Kiel des Schiffes liegen und zum Tragen desselben bestimmt sind. Sie haben, damit für die Arbeiten unter dem Schiff genügend Raum und Licht vorhanden sei, eine Höhe von etwa 1 m.

Soll das Schiff ablaufen, so werden zu beiden Seiten der Stapelklötze Rüstungen erbaut, welche die Schmierplanken tragen, auf denen die Wiege ruht. Sodann wird das Schiff durch Unterkeilen von den Stapelklötzen abgehoben und das ganze Gewicht auf die Wiege übertragen.

Der Vorhelling hat eine gemauerte Sohle mit einer Neigung von 1 : 14 und von 31,550 m Länge und 11 m Breite.

Die Figuren 2—2 b zeigen das Längenprofil und zwei Querprofile des Hellings mit den Umrissen des Panzerschiffes »Friedrich der Grosse«.

Das Ponton (Fig. 2 c) hat wegen des geringen Tiefganges eine starke Bauchung erhalten müssen und befindet sich der besseren Stabilität wegen der Ballastraum ganz unten im Fahrzeuge.

In den Jahren 1869—76 wurden drei solche Hellinge in Kiel erbaut (HZ. 1876, S. 50).

H. Schiffsreparatur-Anstalten.

Die Reparatur von Schiffen kann je nach der Beschaffenheit und Lage der Schäden und je nach der Grösse des Schiffes entweder am schwimmenden Schiff, oder nach Trockenlegung desselben geschehen. Ausbesserungen am schwimmenden Schiff können bei kleineren Schäden manchmal ohne Veränderung der Lage desselben entweder unter Wasser von Tauchern, oder durch das s. g. Kielholen, über Wasser vorgenommen werden, wobei das am Ufer an einer s. g. Kielholbrücke angelegte Schiff durch Anwendung von Flaschenzügen, mit Tauen, welche an den Masten und am Ufer befestigt sind, so weit übergeholt wird, dass

der Kiel über Wasser zu liegen kommt und so die eine Seite des Schiffes für die Ausbesserung ganz zugänglich wird.

Das vollständige Trockenlegen des Schiffes geschieht in einfachster Weise durch das s. g. Banken, wobei man das Schiff bei hohem Wasserstand an einer geeigneten Stelle, etwa auf einem eigens hergestellten Pfahlrost auflaufen lässt, so dass es bei sinkendem Wasser aufs Trockene kommt. Hierbei wird meistens der Wasserstandswechsel von Flut und Ebbe benutzt. Meistens geschieht aber das Trockenlegen der Schiffe unter Benutzung von s. g. Aufschleppen, wobei das Fahrzeug auf einer schiefen Ebene ans Land gezogen wird, oder in s. g. Trockendocks, bestehend aus Wasserbecken, welche gerade so gross sind, dass das grösste zu dockende Schiff darin noch Platz findet und welche nach Einführung des Schiffes und Absperrung der Einfahrt entleert werden, oder unter Benutzung von schwimmenden und hydraulischen Docks, wobei das Schiff in vertikaler Richtung bis über die Wasser fläche gehoben wird.

I. Aufschleppen.

Die Aufschleppen (Schleppen, Slips) sind im Prinzip in gleicher Weise angeordnet wie die Hellinge, weshalb sie oft auch den letzteren Namen führen; sie werden auch oft sowohl für den Neubau, als auch für die Reparatur von Schiffen benutzt. Dieselben bestehen aus einer geneigten Schleifbahn, auf welcher die Schiffe entweder gleitend, oder auf Rollwagen ruhend ans Land gezogen werden. Im ersteren Falle kann die Anordnung entweder die gleiche sein wie bei den Hellingen, nämlich bestehend aus einem von eingerammten Pfählen, oder von Mauerwerk getragenen Gleitbalken, auf welchem unter Zwischenlegung von besonderen Gleitschlitten der Kiel des Schiffes ruht, und wobei das Schiff seitlich durch Streben gestützt wird. Bei der anderen, häufiger angewendeten Art, den s. g. Morton'schen Patentslips, besteht die Bahn aus einem 2- bis zu etwa 6 schienigen Gleise mit einem oder mehreren Rollwagen (Rollschlitten), auf welchen der Kiel aufsitzt und gegen welche das Schiff seitlich abgestützt wird.

Das Aufschleppen geschieht mit der Lage des Kiels in der Längsrichtung oder in der Querrichtung der Bahn. Die letztere Anordnung (Querschleppen) wird selten angewendet. Um unter Benutzung desselben Aufzuggleises gleichzeitig mehrere Fahrzeuge ans Land setzen zu können, werden neben demselben oft auch mehrere Nebengleise angelegt, welche mit dem Aufzuggleise durch eine Schiebebühne in Verbindung stehen. Es sind dann diese Gleise von einem in einer Grube entsprechend tief liegenden Quergleise durchkreuzt, auf welchem die Schiebebühne läuft. Soll dann ein Schiff auf eines dieser Nebengleise gebracht werden, so wird dasselbe mit dem Rollwagen zuerst auf die im Aufzuggleise eingestellte

Schiebebühne aufgefahren, dann mit derselben bis zum fraglichen Nebengleis verschoben und sodann auf demselben weiter aufgezogen. Um den Rollwagen dann anderweitig verwenden zu können, wird das Schiff durch Unterkeilen von demselben abgehoben.

Die Neigung der Bahn beträgt je nach der Grösse der Fahrzeuge etwa 1 : 10 bis 1 : 15. Die Aufzugvorrichtung besteht aus einer Kette oder einem Drahtseil, welches zu einer Winde geführt ist, die bei kleineren Fahrzeugen aus einem Gangspill, bei grösseren aber meistens aus einer horizontalen Windetrommel besteht, welche mittels Zahnradvorgelege von Hand oder durch Motorkraft in Bewegung gesetzt wird. Zur Sicherheit gegen ein Zurücklaufen des Schiffes bei einem etwaigen Bruch der Aufzugvorrichtung, werden entweder die Räder des Rollwagens der Bewegung folgend unterkeilt, oder man benutzt eine Sperrvorrichtung, bestehend aus einem vom Wagen niederhängenden Sperrhaken, welcher in eine zwischen den Gleisschienen befestigte Zahnschiene eingreift.

Taf. 30, Fig. 3—3 b. Aufschleppe für die fiscalischen Fahrzeuge zu Pillau. Dieselbe hat eine Länge von 78,4 m, wovon 39,9 m über Mittelwasser. Oberhalb schliesst sich ein 25 m langes Plateau zur Aufstellung der Doppelwinden an. Es sind sieben Gleitbahnen angeordnet, welche auf einem gemeinsamen Pfahlrost aufruhen, und zwar ist die mittlere für Dampfboote mit scharfer Kimmung, während die vier rechts liegenden für breite Dampfbagger und die links liegenden für die übrigen Fahrzeuge bestimmt sind. Fig. 3 b zeigt die Anordnung der Gleitbahnen, welche aus einer Rinne mit zwei Gleitbalken und seitlichen Leisten besteht, in welcher Rinne sich die Schlitten *S* bewegen. Die Gleitbahnen bestehen unter Wasser aus Rotbuchen und oberhalb aus Eichenholz. Die Anlagekosten betrugen 74 000 Rmk (ZfB. 1882, S. 284).

» Fig. 4—4 a. Morton'sches Patentslip in Triest (s. g. Vereinigtes Slip- und Trockendock). Hier besteht die Bahn aus einem sechsfachen Schienenstrang und der Wagen aus 6 Längsbalken, an welchen die Zapfenlager der Laufrollen befestigt sind. Letztere haben einen Durchmesser von 25 cm. Die Aufzugkette besteht aus doppelten Rundeisen von 6 m Länge und 8 cm Stärke, welche in eine Kette ohne Ende eingehakt werden. Die Bewegung geschieht mittels einer 30 pferdigen Dampfmaschine, wodurch eine hydraulische Aufzugmaschine mit zwei feststehenden Cylinderpaaren und zwei Kreuzköpfen bewegt werden, welche mittels Splinte in der Schleppkette eingreifen.

Der unter Wasser liegende Teil der Bahn ist durch Mauern eingefasst und wie der oben beschriebene Helling zu Kiel durch ein Ponton abzuschliessen, so dass dieser Teil ein Trockendock bildet (CI. 1867).

» Fig. 5—5 d. Querschleppe am Rhein. Bei diesen für Bau, Untersuchung und Instandhaltung der Fahrzeuge am Rhein angewendeten Querschleppen wird das Schiff mit seiner Längsrichtung quer zum Aufzugsgleis, also parallel zum Ufer aufgezogen, wodurch sich bei jeder Form seine Unterstützung durch Rollwagen (Schlitten) leicht anpassen lässt. Die Neigung der Bahn beträgt 1 : 10 bis 1 : 12, der Achsenabstand der Gleise, je nach der Tragfähigkeit der Rollwagen und Gleise und der zulässigen freitragenden Länge des Schiffes, etwa 6 bis 7 m, und die Spurweite 1,0 bis 1,3 m.

Der Unterbau besteht aus Mauerwerk oder Beton, entweder aus einem Stück für beide Gleise, oder wie in Fig. 5 b für jede Schiene besonders. Die Rollwagen haben entsprechend der Breite der Rheinfahrzeuge eine Länge von etwa 12 m und

besteht jeder aus vier hölzernen Längsträgern, die paarweise die Laufrollen umfassen und unmittelbar auf den Tragachsen von 75 mm Durchmesser ruhen.

Die Aufzugvorrichtung (Fig 5—5 a) besteht aus Drahtseil—Flaschenzügen von je vier Rollen und einer Winde mit zwei Windetrommeln, welche durch Eingreifen eines mittleren Triebrades von 14 Zähnen in die Zahnräder der Trommeln mit je 42 Zähnen in gleichem Sinne gedreht werden. Durch diese Anordnung wird der Seilwiderstand und der Verschleiss vermindert. An den Gangbäumen der Winde wirken 4 bis 5 Mann, nebst einem Mann, der das Seilende abzieht. Fig. 5 c—5 d zeigt die Art der Ausführung des unter Wasser befindlichen Teiles der Anlage, mittels eines provisorischen Fangedammes (CBl. 1898, S. 536).

Taf. 30, Fig. 6—6 a. Querschleppe System Labat in Rouen. Dieselbe hat in der Richtung der Uferlinie eine Länge von 90 m und kann Schiffe bis zu 95 m Länge aufnehmen, welcher Länge ein Gewicht von etwa 1800 t entspricht. Die Bahn hat eine Neigung von 1 : 5 und eine Länge von 36,5 m und besteht aus 42 Langschwellen, welche auf Pfählen ruhen, die mittels Zangen mit einander verbunden sind. Auf den Langschwellen liegen die Schienen, auf denen der Schiffsschlitten aufgezogen wird.

Die 50 pferdige Betriebsmaschine wirkt zunächst durch Vermittlung zwischenliegender Zahnradvorgelege auf eine Transmissionswelle, welche der ganzen Länge der Schleppe nach durchgeht. Dieselbe besitzt den 42 Langschwellen entsprechend 42 konische Räderpaare, durch welche wieder ebensoviele, zu den Langschwellen parallel laufende, mit Schrauben ohne Ende versehene Achsen bewegt werden. Die Schrauben ohne Ende vermitteln die Bewegung auf weitere Zahnradvorgelege auf deren Achsen endlich die Zahnräder sitzen, welche in die Glieder der Aufzugketten eingreifen.

Durch diese Anordnung wird hauptsächlich der Vorteil gewonnen, dass vor der Anlage nur eine geringe Wasserbreite erforderlich ist, dass dieselbe an der Uferböschung eines jeden Flusses leicht erbaut werden kann, dass das Aufziehen und Hinablassen direkt in den Fluss erfolgen kann, da die Strömung das Schiff in der Richtung der Längsachse trifft und dass die Zeit des Aufholens kürzer ist, als bei Längsschleppen (ÖZ. 1890, S. 97).

2. Trockendocks.

Diese Anlagen bestehen aus einem der Grösse des Schiffes entsprechenden Becken (Dockkammer) mit einer Einlassöffnung im s. g. Dockhaupt, welche nach Einführung des Schiffes mittels eines Tores abgesperrt wird, worauf nach seitlicher Abstützung des Schiffes die Kammer entleert wird. Dabei kommt der Kiel meistens auf eine s. g. Kielstapelung zu liegen, bestehend aus mittels Keile stellbaren Kielblöcken von solcher Höhe, dass der Kiel behufs leichter Zugänglichkeit des unteren Teiles des Schiffes etwa 1 bis 1 ½ m hoch über der Sohle zu liegen kommt.

Die seitliche Stützung des Schiffes geschieht mit Steifenhölzern, welche gegen die Seitenwände des Docks angesetzt werden, die zu dem Zwecke abgestuft oder geböscht sind. Die Trockenlegung der Dockkammer geschieht entweder durch Auspumpen, oder durch Ablassen nach Gebieten mit tiefer liegendem Wasserstand. An Stellen wo sich der Flutwechsel geltend macht, wird manchmal behufs Spa-

rung an Pumparbeit das Dock so hoch angelegt, dass bei Einführung der Schiffe zur Zeit der Flut, dann während der Ebbe ein mehr oder weniger grosser Teil des Wassers abgelassen werden kann.

Die Tiefe der Dockkammer soll so gross sein, dass das tiefst gehende Fahrzeug noch über den vorher aufgestellten Kielblöcken auffahren kann. Die Breite der Kammer soll einerseits mit Rücksicht auf den erwünschten Zutritt von möglichst viel Licht und Luft und für den erforderlichen Arbeitsraum um das Schiff herum, möglichst gross, andererseits aber mit Rücksicht auf die Anlagekosten, die Menge des zu schöpfenden Wassers und die Länge der Steifenhölzer möglichst klein sein. Man pflegt den seitlichen Spielraum so gross anzunehmen, dass die Steifen bei den grössten Schiffen eine Länge von etwa 2 bis 3 m erhalten. Für die Länge der Kammer ist die Länge der grössten zu dockenden Schiffe massgebend, doch werden auch Trockendocks mit veränderlicher Kammerlänge ausgeführt, entweder in der Art, dass das Abschlusstor (Ponton) in ein und demselben Haupte an verschiedenen Stellen eingesetzt werden kann, oder so, dass die Kammer zwei von einander entsprechend entfernte Häupter, jedes mit seinem Tor erhält, von denen je nach der Länge des Schiffes das eine oder dass andere geschlossen wird.

Die Weite der Einfahrt entspricht der grössten Schiffsbreite und die Drempeltiefe dem grössten Tiefgang, mit einem Spielraum von etwa 0,2 bis 0,3 m.

Die Sohle der Kammer erhält sowohl in der Längs- als auch in der Querrichtung Gefälle, ersteres etwa 1 : 300 bis 1 : 200 meistens in der Richtung nach dem Haupte zu, entsprechend der tieferen Lage des Kiels nach den Achter zu, wodurch die Kielblöcke überall ungefähr die gleiche Höhe erhalten können. Das Quergefälle wird entweder von aussen nach der Mitte zu, oder umgekehrt angeordnet, mit einer Sammelrinne auf der unteren Seite zur Aufnahme und Ableitung des ablaufenden Wassers. Das Quergefälle von der Mitte nach den Seiten zu hat den Vorteil, dass das von den Seitenwänden ablaufende Regenwasser von den Sammelrinnen unmittelbar aufgefangen wird und nicht über die Sohle läuft, sowie dass die Sammelrinnen den neben dem Kiel beschäftigten Arbeitern nicht im Wege sind. Infolge dessen wird auch diese Anordnung in neuerer Zeit meistens vorgezogen. Wenn in der Mitte keine Kielmauer vorhanden ist, wird bei Anordnung des Quergefälles nach der Mitte zu eine Sammelrinne in der Längsachse der Sohle angebracht. Diese Sammelrinnen münden am vorderen Ende der Kammer in einen Sammelbrunnen (Sumpf), welcher durch einen Abflusskanal mit dem Pumpwerk in Verbindung steht. Um diesen Kanal möglichst kurz zu erhalten wird das Pumpwerk möglichst nahe an das Dockhaupt verlegt. Nachdem aber diese Lage oft für den Verkehr am Kai hinderlich wäre, so wird das Pumpwerk auch

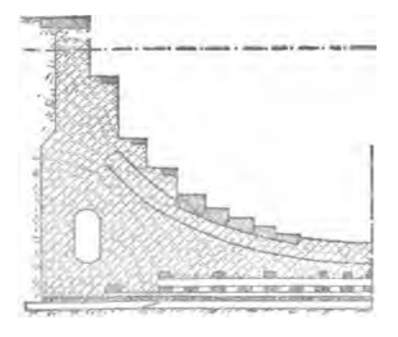
an das hintere Ende des Docks verlegt, und wird dann der Abflusskanal vom vorne gelegenen Sumpf aus in einer der Seitenwände zum Pumpwerk hin gezogen.

Das Füllen des Docks vor dem Ausdocken eines Schiffes geschieht durch in den Seitenwänden angebrachte Einlasskanäle, welche von gleicher Art sind wie die Umlaufkanäle bei den Kammerschleusen und welche zur Beschleunigung des Füllens (namentlich bei Feuersbrünsten) zweckmässig mehrere Einlaufmündungen erhalten. Es können dann bei der Lage des Pumpwerkes am hinteren Ende des Docks diese Umlaufkanäle zugleich als Abflusskanäle dienen. Manchmal geschieht das Füllen des Docks auch durch im Tore angebrachte Einlassschützen.

Die Trockendocks bestehen wie die Kammerschleusen aus im Erdboden gegrabenen Becken mit gepflasterten Erdböschungen, oder aus dem Felsboden ausgesprengten Becken, oder erhalten dieselben Seitenwände und Boden aus Holz, Mauerwerk oder Beton. Die erstere Ausführungsart wird meistens nur bei Docks untergeordneter Art an Stellen angewendet, wo das Wasser einen natürlichen Abfluss findet (z. B. bei Kanälen). Hölzerne Trockendocks sind nur bei undurchlässigem Boden anwendbar, und sind wegen der Vergänglichkeit des Materials nur dort angezeigt, wo wegen der geringen Tragfähigkeit des Bodens oder aus anderen Gründen, der Massivbau ausgeschlossen ist. Ferner ist auch gewöhnliches Mauerwerk für die Fundamente nur bei undurchlässigem Boden anwendbar, während sonst hierfür Beton erforderlich ist. Da die Ausführung des Dockkörpers in gleicher Weise geschieht, wie jene des Schleusenkörpers bei den Kammerschleusen, so wird diesbezüglich auf den III. Teil des »Wasserbaues» verwiesen.

Die Gründung gemauerter Docks kann je nach der Beschaffenheit des Bodens mittels Mauerwerk oder Beton, ohne oder mit Anwendung von Pfählen, oder mit Benutzung des Luftdruckverfahrens geschehen. Gegenwärtig wird als Fundament meistens ein einfaches Betonbett angewendet, welches wo möglich im Trockenen aus Stampfbeton, sonst aber auch unter Wasser mittels Kasten, Trichter oder Taucherschacht ausgeführt wird. In einzelnen Fällen ist auch der liegende Rost zur Anwendung gekommen.

Fig. 45.



1 : 300

Trockendock zu Wilhelmsort.

Ein interessantes Beispiel dieser Art erbietet das in nebenstehender Textfigur 45 ersichtliche Trockendock zu Wilhelmsort in Holland. Nachdem hier bei dem vorhandenen leicht beweglichen Triebsand-Boden weder bis zu der für ein Betonfundament erforderlichen Tiefe gebaggert, noch ein Pfahlrost angewendet werden konnte, so kam das Bauwerk unter Anwendung des in der Figur ersichtlichen mehrfachen Schwellenrostes, bestehend aus sechs einander kreuzenden Balkenlagen zur Ausführung (Nähere Angaben hierüber im »Grundbau des Verf. S. 45).

Die Stufen an den Seitenwänden erhalten eine Höhe von etwa 0,5 bis 2,5 m. Bei einer Höhe von 0,5 bis 0,6 m erwächst der Vorteil, dass die Stufen überall unmittelbar erklommen werden können, während sie sonst behufs Ansetzens der Steifen durch seitliche Treppen zugänglich gemacht werden müssen, was zu Umwegen Veranlassung gibt. Für den Abstieg zur Sohle werden an passenden Stellen an den Langseiten und oft auch am rückwärtigen Ende Treppen, und zum Hinablassen von Hölzern und anderen Materialien muldenförmige Gleitbahnen (Rutschen) angelegt. Zum Befestigen und Verholen der Schiffe werden an den Ufern Poller und Spille (Cabstans) angebracht.

In der Mitte des Bodens befindet sich in der Längsachse meistens eine Mauer von etwa 0,3 bis 0,5 m Höhe (Kielmauer), auf welcher in Abständen von etwa 1 m die Kielblöcke aufgestellt sind. Diese haben eine Höhe von etwa 1 m und bestehen aus Holzklötzen mit zwischenliegenden Keilen, behufs Stellbarkeit in vertikaler Richtung. Statt der unteren Hölzer werden auch gusseiserne Hohlkörper und statt hölzerner Keile auch solche aus Gusseisen verwendet. Die Kielblöcke werden vor dem Einführen des Schiffes entsprechend der Form und Lage des Kiels hergerichtet, zu welchem Zwecke diese mittels eines schwimmenden Rahmens, welcher unter dem Kiel hingeschoben wird, durch Vermerk an den über Wasser befindlichen Teilen des Rahmens genau bestimmt werden. Die Blöcke werden dann nach Entleerung des Docks dem entsprechend gestellt.

Der Verschluss der Einlauföffnung geschieht durch Stemm-, Klapp-, Schiebe- oder Schwimmtore, deren Anordnung die gleiche ist wie bei den Kammerschleusen, weshalb diesbezüglich auf den III. Teil des »Wasserbaues« verwiesen wird. Stemmtore werden meistens nur bei kleineren Docks verwendet; sie haben den Nachteil, dass sie eine grössere Länge des Hauptes (bezw. der s. g. Dockkehle) erfordern, und dass sie keine so bequeme Verbindung für den Verkehr zwischen den beiden Ufern erbieten, wie dies bei den Schiebe- und Schwimmtoren der Fall ist. Die Stemmtore sind auch weniger bequem zu reparieren als die Schwimmtore, indem letztere wie die Schiffe ans Land gezogen, oder gedockt werden können.

Bei grösseren Docks werden meistens Schwimmtore (Pontons) benutzt; dieselben haben auch den Vorteil dass sie besser schliessen, während ihr Nachteil, dass sie langsamer zum Anschluss gebracht werden als Stemmtore, in Anbetracht der seltenen Vornahme dieser Operation hier von geringerer Bedeutung ist, als bei Schleusen. Die Schwimmtore werden entweder an einfachen Anschlägen angelegt, oder in Falzen von etwa 1 m Weite und mit 30 bis 50 cm breiten Anschlagflächen, versenkt. Zuweilen werden zwei- bis dreifache Falze in entsprechender Entfernung von einander angebracht, wodurch eine grössere Sicherheit für einen dichten Verschluss, sowie der Vorteil gewonnen wird, dass bei Anbringung

der Verschlussvorrichtung am äusseren Falze für Schiffe von grösserer Länge eventuell auch die Dockkehle als Kammer verwendet werden kann, während bei kleineren Schiffen die innere Verschlussvorrichtung zur Anwendung kommt und dadurch an Pumparbeit gespart wird. Aus dieser Anordnung erwächst auch noch der Vorteil, dass bei gleichzeitiger Anbringung beider Verschlussvorrichtungen die innere trockengelegt und ausgebessert werden kann. Der Anschlag geschieht an den Seiten mit den beiderseitigen Steven und unten mit dem Kiel, welche behufs dichten Anschlusses mit Dichtungspolstern aus geteerten Flechtwerkstreifen von Flachs oder Hanf, oder aus gefetteten, mit Filzstreifen und Leinwand überdeckten Taumatten, von etwa 10 bis 15 cm Breite, belegt sind. Die Falze erhalten eine Anlage von etwa $1:{}^1/_4$.

Während früher die Schwimmtore manchmal aus Holz hergestellt wurden (beim Trockendock in Helsingfors ist z. B. ein solches seit etwa 30 Jahren in Anwendung), werden dieselben gegenwärtig nur mehr aus Eisen ausgeführt. Sie werden meistens in Schiffsform, selten als schwimmende Kasten von rechteckiger Querschnittsform hergestellt und mit Rücksicht auf den einseitigen Wasserdruck konstruiert, wobei die Decke als Haupttträger dienen, auf welche der Wasserdruck durch die Spanten übertragen wird. Kiel und Steven erhalten behufs Steifigkeit einen kastenförmigen Querschnitt und werden mit hölzernen Leisten belegt, auf welche dann erst obgenannte Dichtungspolster folgen.

Um das Ponton in der gewünschten Tiefe schwimmend zu erhalten, wird im unteren Teil der nötige feste Ballast eingebracht, während zum Versenken Wasserballast zur Verwendung kommt, wofür der Ballastraum entweder über oder unter der Wasserfläche angebracht wird. Ersteres hat den Vorteil, dass zum Heben des Pontons der Ballast nur abgelassen zu werden braucht, wogegen aber dabei das Ponton weniger stabil wird, weshalb diese Anordnung nicht angezeigt ist, wenn der Betrieb des Tores in bewegtem Wasser zu geschehen hat. Beim Versenken ist nur soviel Wasserballast einzubringen, dass der Kiel nicht ganz zum Aufsitzen kommt, da sonst ein festes Anschliessen an die Anschlagflächen erschwert wird.

Da bei stark bewegtem Wasser Schwimmtore schwer zu handhaben sind, so verdienen in diesem Falle Schiebetore den Vorzug. Dieselben sind auch durch ihre rechteckige Querschnittsform als Brücken für den Verkehr zwischen den beiden Ufern mehr geeignet. Die Schiebetore erhalten unten soviel festen Ballast, als zum aufrechten Schwimmen erforderlich, und wird dann soviel Wasserballast eingebracht, als zum Aufsitzen auf der Gleit- oder Rollbahn notwendig ist, um in die richtige Lage verschoben werden zu können. Dann wird für den Anschluss an die Anschläge soviel Wasserballast abgelassen als gerade zum Abheben von der Bahn erforderlich ist.

Drehbare Schwimmtore, wie solche z. B. in Dundee sowohl als Schleusentore, als auch bei einem Trockendock in Anwendung sind (besprochen im III. Teil des »Wasserbaues«), haben die gleiche Form wie die Schiebetore, drehen sich aber um eine feste vertikale Achse, wodurch das Einsetzen erleichtert wird, haben jedoch den Nachteil, dass die Befestigungsteile bei unruhigem Wasser leicht beschädigt werden, sowie dass sie eine längere Dockkehle erfordern, als freie Schwimmtore.

Das Pumpwerk (Schöpfwerk) wird entweder mit Kolbenpumpen, oder mit Kreiselpumpen (Centrifugalpumpen) versehen. Letztere verdienen im allgemeinen den Vorzug; sie haben namentlich den Vorteil, dass sie durch Verunreinigungen, wie Holzspäne u. s. w. weniger leicht Störungen erleiden als Kolbenpumpen. Die erforderliche Leistungsfähigkeit des Pumpwerkes ist von der kürzesten Zeit abhängig, innerhalb welcher die Trockenlegung des Docks zu geschehen hat, was wieder von der zum Abstützen des Schiffes erforderlichen Zeit (je nach der Grösse des Schiffes etwa 3 bis 6 Stunden) abhängt. In den meisten Fällen ist ein Pumpwerk von etwa 60 bis 80 PS genügend. Zur Fortschaffung des sich in der Kammer sammelnden Regen- und Sickerwassers wird oft eine kleinere, mittels besonderer Maschine angetriebene Lenzpumpe verwendet.

Die Trockendocks haben gegenüber den Aufschleppen den Vorteil, dass dabei der für das Aufschleppen erforderliche Kraftaufwand und die damit verbundene Möglichkeit von Beschädigungen entfällt. Mit Rücksicht auf diese Umstände verdienen die Trockendocks namentlich bei grösseren Fahrzeugen den Vorzug. Dagegen haben dieselben den Nachteil grösserer Anlagekosten, und des erforderlichen Kraftaufwandes zum Entleeren der Kammer, sowie den Nachteil, dass im allgemeinen gleichzeitig nur ein Schiff repariert werden kann, nebstdem dabei das Schiff schwerer zugänglich und von Luft und Licht mehr abgesperrt ist, als bei den Aufschleppen.

Taf. 31, Fig. 1. Trockendock am Saima-Kanal in Finnland. Dieses in den sechziger Jahren erbaute Dock bildet ein Seitenbecken des Kanals. Es wird von diesem aus gefüllt und durch freien Ablauf in einen Ablassgraben entleert. Die Sohle der Kammer besteht teils aus Felsen, teils aus gepflastertem Erdboden, und die Seitenwände aus gepflasterten Böschungen. Der Verschluss besteht aus einem Stemmtor, welches zur Füllung des Docks mit Schützen versehen ist (AB. 1889).

» Fig. 2—2c. Trockendock am Dortmund-Ems-Kanal bei Münster. Das Haupt besteht hier aus Mauerwerk, während die Kammer gepflasterte Erdböschungen und Sohle hat. Für den Verschluss des Einlaufes wird ein Klapptor benutzt. Die Füllung der Kammer geschieht durch gusseiserne Umlaufkanäle von kreisförmigem Querschnitt, welche mit Schieberverschluss wie bei den Wasserleitungsrohren versehen sind, während zum Entleeren der Kammer das Wasser vom rückwärtigen Ende aus nach einem tiefer gelegenen Becken abgelassen wird. Fig. 2 zeigt den Grundriss der ganzen Anlage, Fig. 2a den Querschnitt der Kammer, Fig. 2b und 2c bezw. den Längs- und Horizontalschnitt des Hauptes, mit dem Vertikal- und Horizontalschnitt des Tores. Die Sohle hat hier Quergefälle nach der in der Mitte liegenden Sammelrinne zu (ZfB. 1902, Bl. 54).

Taf. 31, Fig. 3—4. Hölzerne Trockendocks, bezw. des Norddeutschen Lloyd in Bremerhaven und Marinedock der Vereinigten Staaten in Brooklyn. Letzteres ist mit einer Längsspundwand an jeder Seite des Bodens und mit 8 Querspundswänden versehen, zwischen welchen ein Betonbett von 1,37 m Stärke eingebracht ist. Das Dock hat eine Länge von 200 m, eine lichte Weite der Einfahrt von 21 m und eine Wassertiefe bei Mittelhochwasser von 8,5 m. Zum Verschluss dient ein hölzernes Stemmtor.

Man ist in Brooklyn zu diesem Holzbau zurückgegangen, nachdem dort vorher ein massives Dock erbaut worden ist, mit Rücksicht auf die wesentlich kleineren Anlagekosten und nachdem man die Erfahrung gemacht hatte, dass der Bohrwum nicht mehr in den New-Yorker Hafen vordringt, wahrscheinlich infolge der Zunahme der Verunreinigung des Hafens durch die städtische Entwässerung (AdP. 1891 I, Pl. 35—ZfB. 1895, Erg. H, Bl. XIV).

» Fig. 5—6. Im Felsen ausgesprengte Trockendocks bezw. in Stockholm und Helsingfors. Ersteres ist entsprechend dem Grundriss Fig. 5 doppelt, mit einer kleineren und einer grösseren Kammer, welche beide mit seitlichen Felsböschungen begrenzt und mittels hölzerner Stemmtore absperrbar sind. Das gemeinsame Pumpwerk *M* befindet sich am vorderen Ende der grösseren Kammer (Nbg.).

Beim Trockendock in Helsingfors Fig. 6—6 c bestehen die Seitenwände aus vier aus dem Felsen roh ausgesprengten Stufen, welche teilweise durch Mauerwerk geebnet sind. Für den Abstieg dient eine beiderseitige überwölbte Treppe *T*. Der Verschluss besteht hier aus einem hölzernen Ponton *P*, welches für den Einlass des Wassers zum Füllen der Kammer mit zwei Schützen versehen ist. Das Pumpwerk *M* liegt auch hier am vorderen Ende der Kammer (AB. 1895).

» Fig. 7. Querschnitt des Trockendocks in Pola, bestehend aus Bruchsteinmauerwerk mit Quaderverkleidung, mit unmittelbarer Gründung des Mauerwerks auf den festen Erdboden. Die Sohle hat Quergefälle nach der Mitte zu, wofür zu beiden Seiten der Kielmauer Sammelrinnen angeordnet sind (CI. 1867, Taf. 16—17).

» Fig. 8—8 c. Gemauertes Trockendock in Helsingborg. Die Sohle bildet hier ein umgekehrtes Gewölbe, während die Fundamente der Seitenwände der Kammer entsprechend Fig. 8 a abgestuft sind. Fig. 8 b (Querschnitt durch die Tor-Falze) zeigt die Gründung des Hauptes. Das Pumpwerk *P* befindet sich hier am rückwärtigen Ende der Kammer. Fig. 8 c zeigt die Anordnung des für den Verschluss dienenden Schwimmtores (ZfB. 1880, Bl. 68).

» Fig. 9—9 a. Gemauertes Trockendock in Antwerpen. Die Sohle hat hier nach aussen gehendes Quergefälle. Die Stufen der Seitenwände bestehen aus Granitquadern und haben eine Höhe und Breite von 0,6 m, mit Ausnahme der mittleren drei Stufen, welche 0,9 m hoch sind. Die fünf Treppen für den Abstieg zur Sohle sind doppelarmig, für den Ab- und Aufstieg, und haben eine Breite von je 0,8 m. Zwischen den beiden Treppenarmen befindet sich eine ebenso breite Materialrinne. Der Verschluss des Einlaufes geschieht hier durch ein Stemmtor. Die Entleerung geschieht teils durch Ablauf in die Schelde zur Zeit der Ebbe, teils durch Auspumpen mit einer Dampfmaschine von 250 PS, welche mehrere solche neben einander gelegene Docks zugleich bedient (ÖZ. 1886).

» Fig. 10—10 a. Trockendock in Birkenhead. Das aus Mauerwerk bestehende Bauwerk ist mit einer schwachen Betonbettung von etwa 0,4 m Dicke unmittelbar auf den festen Boden gegründet. Die Seitenwände bestehen aus abgetreppten Stücken von ca. 7 m Länge, welche von inneren Stützpfeilern von etwa 5 m Länge unterbrochen sind. Die Kammer hat die ungewöhnlich grosse Länge von 228 m und eine lichte Weite zwischen den Pfeilern von 32,46 m. Die 25,91 m weite Einfahrt wird durch ein Stemmtor mit gekrümmten Torflügeln abgesperrt.

Für den Abstieg zur Kammersohle dienen neun Treppen *T* von denen sich je vier an den Langseiten und eine am hinteren Ende befinden (AdP. 1892 II, Pl. 24).

Taf. 31, Fig. 11. Trockendock in Glasgow, wobei die Sohle aus einem umgekehrten gemauerten Gewölbe auf schwacher Betonbettung besteht, während die Seitenwände auf der Rückseite aus Ziegelmauerwerk und vorne aus Beton mit aufgelegten Quaderstufen bestehen (AdP. 1892, Pl. 26).

Taf. 32, Fig. 1—1 c. Trockendock in Hongkong, bestehend aus einer Betonbettung von geringer Dicke mit Quaderverkleidung an Sohle und Seitenwänden (Engg. 1887 II, S. 146).

» Fig. 2—2 a. Trockendock mit Betonfundament in Kiel. Die Ausführung geschah unter Benutzung eines Betonfangdammes *F*, welcher dann in das Mauerwerk der Seitenwände einbezogen wurde. *K* ist ein Umlaufkanal (HdI.).

» Fig. 3—4. Trockendocks aus Beton, bezw. in Spezzia und Genua (ZfB. 1888, Bl. 21—CBl. 1888, S. 271, 280—GC. 1895, Tome XXVII, S. 399).

» Fig, 5—5 a. Trockendock in St. Joseph bei Quebec und Lewis. Dasselbe ist aus dem Felsen ausgesprengt, erhielt aber behufs Dichtung und Ausgleichung ringsum eine Betonbettung von etwa 1 m Dicke, welche an der Sohle mit Granitplatten und an den Seitenwänden mit Werksteinen verkleidet ist. Zum Verschluss dient ein Schiebetor, welches auf gusseisernen Rollen läuft, die auf dem Boden des Docks und der Tornische befestigt sind. Das Tor ist durch ein wagrechtes Schott in zwei Abteilungen geteilt, in deren unterer Betonballast in solcher Menge eingebracht ist, dass ein Schwimmen verhindert wird, bevor die Flut die Höhe des Schottes erreicht. Der obere Teil dient für den Wasserballast, welcher durch Ventile entsprechend der Fluthöhe geregelt wird (ZfB. 1895, Erg. Heft, S. 57, Taf. XVII).

» Fig. 6—6 b. Neue Trockendocks des Arsenals von Brest (Pontaniou). Dieselben sind in neuester Zeit (1901—02) durch Erweiterung zweier älteren, für die neueren Kriegsschiffe nicht mehr genügend gewesenen Docks durch Aussprengen aus dem Felsboden und Mauerung von entsprechender Dicke hergestellt. Wie aus dem Grundriss Fig. 17 zu ersehen, ist von den zwei Docks das eine mit drei Anschlägen für Schwimmtore versehen, wodurch die Dockkammer in zwei oder drei kürzere von einander unabhängige Abteilungen geschieden, oder in der ganzen Länge verwendet werden kann (GC. 1902, Tome XLI N:o 1, Pl. 1).

» Fig. 7. Neues abgeteiltes Trockendock (N:o 3) des Clyde Navigation Trust in Glasgow (erbaut 1898). Es hat eine Gesamtlänge von 268,21 m und kann durch ein Stemmtor in zwei Abteilungen von bezw. 128,01 m und 140,2 m geschieden werden. Die Einlaufmündung hat eine Weite von 25,3 m und ist mit einem Schiebetor versehen. Die Wassertiefe beträgt bei Hochwasser 8 m (Eng. 1898, I, S. 475).

» Fig. 8. Neue Trockendocks auf der Kaiserl. Werft in Kiel. Diese in neuester Zeit (1903) ausgeführten zwei Docks sind beide von gleicher Grösse und besitzen ein gemeinsames, zwischen denselben angelegtes Pumpwerk. Der Verschluss wird durch Schiebetore bewirkt, für welche drei verschiedene Anschläge vorhanden sind. Das am weitesten nach innen gelegene begrenzt die Docklänge auf 140 m, welches Mass vorläufig für alle vorhandenen Kriegsschiffe ausreicht und später auch noch für die Mehrzahl der Schiffe genügen wird. Bei diesem Anschlag befindet sich die Kammer, in welche das Tor seitlich verschoben wird. Beim zweiten Anschlag, dem eine Länge der Dockkammer von 175 m entspricht, ist keine Torkammer vorhanden, sondern wird hier das Tor als Schwimmponton in die Falze gelegt. Der dritte Anschlag befindet sich am äussersten Ende des Dockhauptes. Hier wurde das Ponton zuerst während des Baues angelegt, um das im Rohbau fertige Dock auspumpen zu können und kann dieser Abschluss auch später, wie etwa zur Ausbesserung der inneren Anschläge, erforderlich werden.

Am hinteren Ende sind die Docks durch ein vertikales Gewölbe abgeschlossen,

über dessen Kämpfer die Stirnmauern noch ein Stück fortgesetzt sind, wodurch die Docks im Bedarfsfalle leicht nach rückwärts verlängert werden können, ohne eine Betriebsstörung eintreten zu lassen.

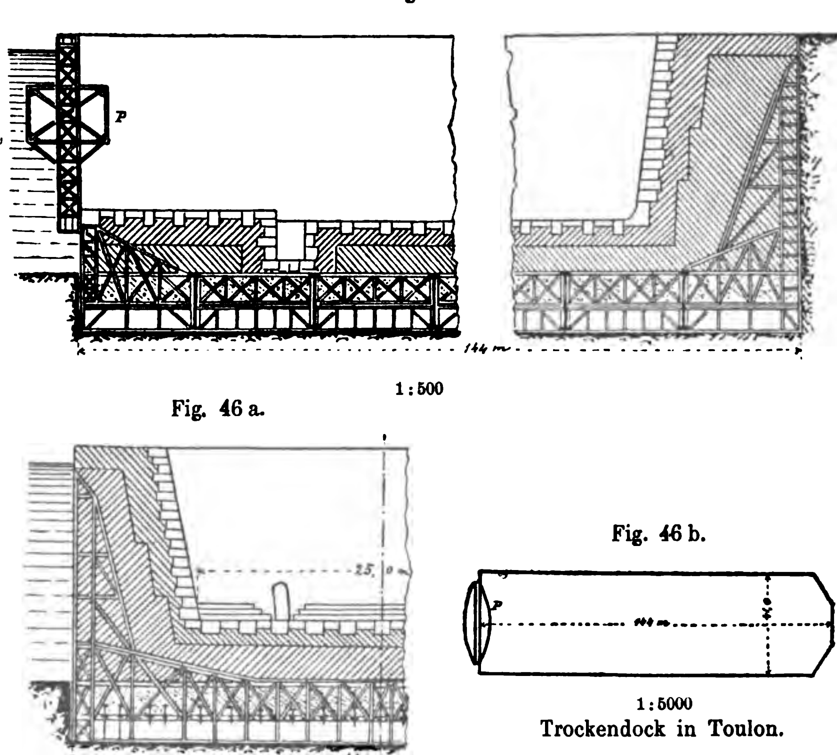
Wie aus dem Lageplan zu ersehen, kamen die Docks mit etwas mehr als der halben Länge in das frühere offene Wasser zu liegen, weshalb für die Ausführung der in der Figur ersichtliche Schutzdamm erforderlich war. Die Ausführung des Betonfundaments geschah mittels eines Taucherschachtes (ZfB. 1903, S. 293).

Taf. 32, Fig. 9—9 a. Trockendock im Hafen von Bregenz, als Beispiel eines auf Pfählen mit Betonbett von 2 m Dicke gegründeten Docks. In der Figur sind die Umrisse eines Raddampfers ersichtlich. Fig. 9 a zeigt die Anordnung des für den Verschluss dienenden Stemmtores. Die Form des Docks ist im Lageplan des Hafens, Textfig. 7, ersichtlich (ÖZ. 1892, Taf. XXIII).

» Fig. 10. Kielblock, bestehend aus einem unteren und einem oberen Holzklotz, von denen ersterer an der Sohle des Docks befestigt ist, während letzterer durch eiserne Bänder gegen den Auftrieb gesichert ist. Das Einstellen geschieht durch die zwei Keile K (HdI.—Frz.).

Taf. 33, Fig. 1—1 d. Trockendock in Saigon. Dieses um die Mitte der achziger Jahre erbaute Dock wurde bei einer äusseren Gesamtlänge von 167,5 m und einer Breite von 30 m im offenen Wasser, unter Anwendung des Luftdruckverfahrens, auf zwei Caissons von je 84 m Länge gegründet und im oberen Teil innerhalb provisorischer eiserner Schutzwände ausgeführt. Wie aus dem Grundriss Fig. 1 und dem Längenschnitt Fig. 1 b zu ersehen, war bei jedem Senkkasten die Arbeitskammer durch Zwischenwände in 10 von einander unabhängige Kammern geschieden, von denen jede einen besonderen Einsteigeschacht und zwei Förderschächte hatte. Der Längenschnitt der Eisenkonstruktion Fig. 1 a zeigt die Anordnung der Absperrung

Fig. 46.



1:500

Fig. 46 a.

1:500

Fig. 46 b.

1:5000

Trockendock in Toulon.

der Stirnwände des oberen Teiles der Senkkasten durch provisorische Wände während des Absenkens, an der Einlaufmündung und an der Verbindungsstelle der beiden Senkkasten. Fig. 1 d zeigt den Querschnitt des für den Verschluss des fertigen Docks angewendeten Schwimmtores (NA, 1886, Pl. 1—2).

In gleicher Weise kam das in den nebenstehenden Textfiguren 46—46 b dargestellte, im Jahre 1880 erbaute Trockendock von Toulon zur Ausführung, jedoch mit dem Unterschied, dass das 144 m lange und 41 m breite Dock hier auf einem einzigen Caisson gegründet wurde.

Bezüglich näherer Angaben über die Ausführung dieses Bauwerkes wird auf den »Grundbau« des Verf. (S. 108) verwiesen.

3. Schwimmende Docks.

Die schwimmenden Docks, oder Schwimmdocks, sind wasserdichte Schwimmkasten, welche mittels Wasserballast so tief versenkt werden, dass das zu dockende Schiff darüber auffahren kann, worauf durch Entleeren des Kastens das Dock samt dem Schiff durch den Auftrieb gehoben wird.

Die Schwimmdocks haben gegenüber den Trockendocks vor allem den Vorteil, dass ihre Anwendung von der Beschaffenheit des Bodens unabhängig ist und dass ihre Anlagekosten, namentlich bei für die Gründung ungünstigem Boden, meistens wesentlich kleiner sind, als jene der Trockendocks. Ein weiterer Vorteil der Schwimmdocks besteht in ihrer grösseren Leistungsfähigkeit, indem durch dieselben die Trockenlegung eines Schiffes rascher geschehen kann und dasselbe mehr der Luft und dem Lichte ausgesetzt wird, als bei Trockendocks. Ferner entspricht bei denselben der erforderliche Kraftaufwand der Grösse des Schiffes, während bei den Trockendocks umgekehrt, mit abnehmender Grösse des Schiffes die auszuschöpfende Wassermenge zunimmt.

Dahingegen haben die Schwimmdocks den Nachteil grösserer Unterhaltungskosten. Eine besondere Schwierigkeit bereitet bei gewöhnlichen Schwimmdocks die Unterhaltung der unter Wasser liegender Teile, da behufs Erneuerung des Anstrichs etc. bei diesen Teilen das Dock auf einem Helling ans Land gezogen, oder in einem Trockendock aufgenommen werden muss. Ein weiterer Nachteil besteht in der Beweglichkeit der Schwimmdocks, daher dieselben an Stellen mit unruhigem Wasser starke Verankerungen erfordern. Ausserdem bereitet die Veränderlichkeit der Wasserstände Schwierigkeiten, indem die Verankerungen dem jeweiligen Wasserstand entsprechend verändert werden müssen. Es sind daher Schwimmdocks nur an Stellen mit möglichst ruhigem Wasser und bei geringer Veränderlichkeit der Wasserstände angezeigt.

Behufs leichter Zugänglichkeit werden die Schwimmdocks entweder dicht an das Ufer angeschlossen, oder nahe an demselben verankert und durch Gehstege

zugänglich gemacht. Manchmal werden behufs leichterer Zugänglichkeit der Sohle die Seitenkasten unten durchbrochen angeordnet.

Man unterscheidet folgende Arten von Schwimmdocks:

a. Schwimmdock mit zwei Seitenkasten.

Bei dieser ursprünglichen Anordnung des Schwimmdocks (s. g. Balance-Docks von Gilbert) hat der Schwimmkasten einen ⊔-förmigen Querschnitt und besteht aus einem Bodenkasten (Bodenponton), an welchen sich zu beiden Seiten kastenförmige Längswände zum Ansetzen der das Schiff stützenden Steifen anschliessen. Dieser trogartige Schwimmkasten erhält eine so grosse lichte Weite, dass das grösste zu dockende Schiff darin Platz findet, während die Länge auch etwas kleiner sein kann als die grösste Schiffslänge, so dass ein Teil des Schiffes über das Dock hinaus ragt. Es kann aber die Länge durch Anschliessen zweier oder mehrerer solcher Docks an einander beliebig vergrössert werden.

Soll nun mittels einer solchen Vorrichtung ein Schiff gedockt werden, so wird das Dock durch Einlassen von Wasserballast in die Hohlräume des Bodenkastens so tief gesenkt, dass der Boden mit den auf demselben befestigten Kiel- und Kimmblöcken unter die Tiefenlage des Kiels zu liegen kommt, worauf das Schiff eingeführt und durch Auspumpen des Wasserballastes unter gleichzeitiger Abstützung aus dem Wasser gehoben wird.

Dieses Dock wurde ursprünglich aus Holz ausgeführt, besteht aber gegenwärtig aus einem Blechkasten, welcher im unteren Teil in eine Anzahl Zellen geteilt ist, die zum Versenken und Ausbalancieren des Docks unabhängig von einander durch Einlassventile mit Wasserballast gefüllt werden können. Je nach dem Grad der Beweglichkeit des Wassers erfordert dieses Dock eine entsprechende Verankerung.

Taf. 33, Fig. 2. Schwimmdock der Kaiserlichen Werft in Wilhelmshaven. Die Figur zeigt die photographische Abbildung der Docks in gehobenem Zustand, mit einem aufgenommenen Kriegsschiff. Dasselbe ist vom Aktienverein Gutehoffnungshütte in Oberhausen (Rheinland) erbaut worden.

Die nachstehende Textfigur 47 zeigt die innere Ansicht eines solchen von derselben Firma für die Kaiserl. Werft in Danzig gelieferten Schwimmdocks mit aufsitzenden Schiff.

» Fig. 3. Schwimmdock in Bremen. Dasselbe wird in vertikaler Richtung zwischen eisernen Ducdalben von 23 m Höhe geführt, welche aus drei durch Fachwerk mit einander verbundenen Säulen bestehen und zur Sicherheit gegen Beschädigung durch anstossende Schiffe an der Aussenseite mit Holz belegt sind. Das Dock besteht aus zwei Sektionen, von bezw. 60 und 41,4 m Länge, 15 m lichter Weite und 19,5 m Gesamtbreite, und von bezw. 1650 t und 1050 t Tragfähigkeit. Diese zwei Teile können zu einem einzigen Dock von 101,4 m Länge vereinigt werden,

Fig. 47.



Schwimmdock der Kaiserl. Werft in Danzig mit aufsitzendem Schiff.

worin dann Schiffe bis zu etwa 140 m Länge und 2700 t Gewicht gedockt werden können.

Der Bodenkasten hat eine Höhe von 2,25 m und ragen die Seitenwände 7 m hoch über demselben empor. Ersterer ist durch eine Mittelwand und drei Querwände in acht wasserdichte Abteilungen geteilt. In den Seitenkasten sind noch weitere sechs Abteilungen vorhanden, welche den Kessel- und Maschinenraum begrenzen und ein vollständiges Versinken des Docks verhindern sollen.

Das Heben eines Schiffes dauert je nach dem Tiefgang 2 bis 2 $^1/_2$ Stunden und wird durch zwei grosse Centrifugalpumpen bewirkt. Wie aus dem Lageplan Taf. 11, Fig. 1 zu ersehen, liegt dieses Dock im Haupthafen nahe am Ufer, mit dem es durch einen Steg in Verbindung steht (HZ. 1889, S. 424).

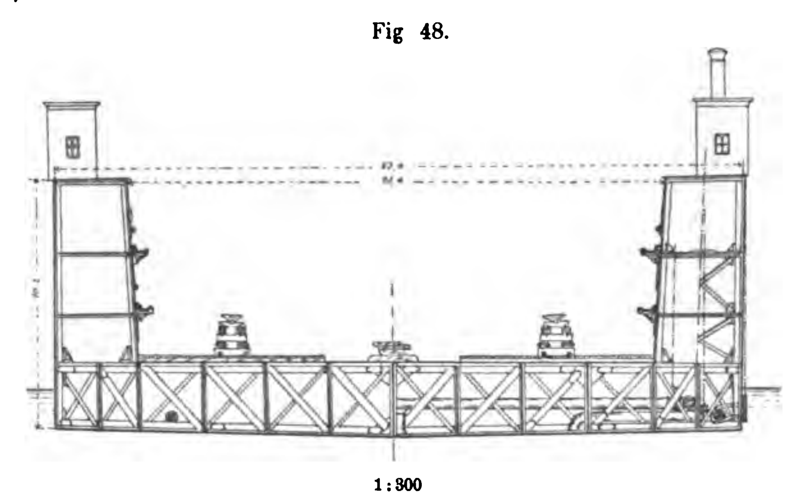
Taf. 33, Fig. 4. Schwimmdock in Kiel (ersichtlich im Lageplan des Hafens Taf. 13, Fig. 2). Dieses Dock ist älteren Datums und hat eine Länge von 77 m, eine Breite von 25 m und eine äussere Höhe von 12 m. Die innere Weite beträgt oben 20 m und unten 11,5 m, und die Höhe des Bodenkastens 2,5 m. Die Seitenwände sind hier wie bei den Trockendocks angeordnet, nämlich mit Stufen zur Anbringung der Steifenhölzer und mit Treppen für den Abstieg. Der Bodenkasten und die Seitenkasten sind durch Fachwerk abgesteift.

Zum Entleeren dienen auf jeder Seite vier Kolbenpumpen, welche von je einer Dampfmaschine von 20 PS getrieben werden. Der Tiefgang beträgt in leerem Zustand und bei Aufnahme der grössten zulässigen Schiffslast von 2500 t bezw. 1 m und 2,4 m. Es können aber auch Schiffe bis zu 3500 t aufgenommen werden, wobei dann das über die Bodenfläche steigende Wasser durch Anbringen von 0,75 m hohen Abschlusswänden an den Enden und Auspumpen beseitigt wird (HdI.).

Als weiteres Beispiel dieser Art Schwimmdocks möge noch jenes von Rotterdam (Textfig. 48) angeführt werden. Dasselbe (erbaut 1883) hat die in der Figur ersichtlichen Abmessungen des Querprofils und besteht aus zwei Teilen von bezw. 90 m und 48 m Länge, welche einzeln für sich oder an einander geschoben gemeinsam zur Anwendung kommen können. Es hat aber der grössere Teil für sich allein schon Schiffe von 180 m Länge und der kleinere solche von 70 m Länge gehoben. Der Bodenkasten hat in der Mitte eine Höhe von 3 m und an den Seiten 2,7 m, und beträgt die Dicke der Seitenkasten oben 3 m und unten 3,5 m, bei einer Höhe von 7,5 m. Der Bodenkasten des grösseren Docks besteht aus 12 und jener des kleineren aus 8 Zellen. Ersteres hat eine Tragfähigkeit von 4000 t

und letzteres eine solche von 2000 t. Dieselben sind an 8 Ducdalben von der in Textfig. 12—12 a ersichtlichen Anordnung verankert. Der Verkehr zwischen den beiden Seiten des Docks wird durch zweiarmige Klappbrücken vermittelt (TFF. 1886).

Fig 48.



1:300

Schwimmdock in Rotterdam.

Mit der ständig zunehmenden Grösse der Schiffe erwuchs auch die Notwendigkeit, die Grösse und Tragfähigkeit der Schwimmdocks zunehmen zu lassen. So wurde beispielsweise im Jahre 1902 von der Aktienges. Gutehoffnungshütte in Oberhausen für den Vulcan Belge in Antwerpen ein solches Dock von 150 m Länge, 30 m Breite und 11 500 t Tragfähigkeit ausgeführt.

b. Schwimmdock mit einem Seitenkasten.

Nachdem bei den Schwimmdocks als tragender Teil nur der Bodenkasten fungiert, während die Seitenkasten eine todte Last bilden, und nachdem zur Stützung des Schiffes bei gleichzeitiger Vertauung desselben die eine Seitenwand genügt, so hat die Firma Clark & Standfield in London die Schwimmdocks mit nur einem Seitenkasten, bezw. mit L-förmigem Querschnitt ausgeführt. Hierdurch wird ausser einem kleineren Eigengewicht auch der Vorteil erreicht, dass das Schiff auf der einen Seite vollkommen frei zugänglich wird. Dagegen hat aber diese Anordnung den Nachteil, dass zur Vermeidung des seitlichen Neigens des Pontons infolge der unsymetrischen Belastung, dasselbe eine seitliche Führung erhalten muss, welche nur Bewegungen in vertikaler Richtung gestattet. Zu dem Zwecke wird das Ponton durch doppelte Gelenkstangen mit dem Ufer in Verbindung gebracht, welche am oberen und am unteren Ende des Seitenkastens befestigt sind.

Taf. 33, Fig. 5—6. Schwimmdocks in den Häfen von Cardiff und von North Shields (Eng. 1892 II, S. 265).

» Fig. 7—7 b. Neueres Schwimmdock im Hafen von Grimsby. Dasselbe hat eine Tragekraft von 425 t. Es bezeichnen: *A* Kielblöcke, *B* Kimm-

blöcke, *C* Reibhölzer und *D* Reibrollen. Das Heben eines Schiffes erfordert 20 bis 30 Minuten. Die Kosten des Docks betrugen 111 700 Rmk und jene der elektrischen Anlagen für den Pumpenbetrieb 34 000 Rmk.

Bei der Benutzung des Docks wird für das Besichtigen eines Schiffes, unabhängig von der Grösse 100 Mk gerechnet, wenn dazu nicht mehr als drei Stunden erforderlich sind. Für längeren Gebrauch gilt der folgende Tarif:

Tonnengehalt des Schiffes.	Docken.	Erster Tag.	Zweiter und jeder folgende Tag.
	Rmk		
Unter 150 t	50	50	40
» 175	60	60	50
» 200	80	70	60
» 250	90	80	70

(ÖM. 1902, S. 325).

c. Doppelt wirkendes Schwimmdock von Clark & Standfield.

Bei diesem s. g. »Double-Power—Schwimmdock» wird ein Teil der vorgenannten Übelstände bei gewöhnlichen Schwimmdocks vermieden, indem hierbei die Anordnung getroffen ist, dass die unter Wasser befindlichen Teile behufs Reparatur durch den Apparat selbst über die Wasserfläche gehoben werden können, sowie dass die Seitenkasten nur in geringem Grade zur todten Last des Docks beitragen. Es hat aber dieses Dock den Nachteil geringerer Stabilität und einer complicierteren Anordnung. Dessen Konstruktion ist die folgende:

Taf. 33, Fig. 8—8 b. Doppeltwirkendes Schwimmdock. Es besteht aus einem Bodenkasten *C*, mit welchem vier kurze Seitenkasten *B* fest verbunden sind, und aus zwei beweglichen Seitenkasten *A*. Soll ein Schiff gedockt werden, so werden sowohl der Bodenkasten *C* als auch die beweglichen Seitenkasten *A* durch Füllen mit Wasserballast so tief gesenkt, dass das Schiff einfahren kann. Sodann wird zunächst der Bodenkasten ausgepumpt, so dass dessen Tragkraft voll ausgenutzt wird, worauf erst die Seitenkasten entleert und gleichfalls zum Tragen des Schiffes in Anspruch genommen werden.

Fig. 8 zeigt das Dock in diesem letzteren Zustand, wobei das gehobene Schiff auf dem Bodenkasten *C* ruht und seitlich durch die Kasten *B* gestützt wird. Soll der Bodenkasten *C* repariert werden, so wird er entsprechend Fig. 8 a, an den Seitenkasten *A* emporgezogen, während umgekehrt behufs Reparatur dieser letzteren, dieselben entsprechend Fig. 8 b an den Seitenkasten *B*, bezw. dem Bodenkasten *C* emporgezogen werden (Engg. 1878 I, S. 119).

d. Absetz-Dock.

Dieses s. g. »Depositing Dock» der Firma Clark & Standfield ist ein Schwimmdock mit einem einzigen Seitenkasten, dessen Gelenkstangen zur Aufrechterhaltung der vertikalen Lage aber nicht am Ufer, sondern an vertikalen Pfosten befestigt sind, welche an einem dahinter befindlichen besonderen Schwimmkasten (Ponton) befestigt sind, infolge dessen das Dock an beliebige Stelle hin ver-

holt werden kann. Ferner besteht hier der Bodenkasten aus mehreren vom Seitenkasten ausgehenden kastenförmigen Armen, welche von einander einen so grossen Abstand haben, dass dazwischen die Holme eines Pfahlgerüstes Platz finden, wenn das Dock gegen dasselbe angeschoben wird. Hierdurch ist es möglich das gehobene Schiff am Gerüst abzusetzen.

Infolge dieser Eigenschaft ist das Absetz-Dock ausserordentlich leistungsfähig, da bei genügender Länge des Gerüstes beliebig viele Schiffe nach einander auf dasselbe abgesetzt werden können. Es erfordert aber dieses Dock einen konstanten Wasserstand, weil sonst zum Absetzen bei niedrigem Wasserstand der Bodenkasten eine zu grosse Höhe erhalten müsste.

Taf. 33, Fig. 9—9 d. Absetz-Dock in Nikolajeff, geliefert von Clark & Standfield. Aus Fig. 9 und Fig. 9 a ist die gesamte Anordnung der Anlage zu ersehen, und zwar ist *A* der Seitenkasten, von dem die Arme *B* des Bodenkastens ausgehen, und der durch die Gelenkarme *C* mit den am Ponton *P* befestigten Pfosten *D* in Verbindung steht. Im Grundriss Fig. 9 a sind zugleich die in gleichen Abständen wie die Zwischenräume des Bodenkastens über eingerammten Pfahlreihen angebrachten Holme *E* ersichtlich, auf welchen die Schiffe entsprechend Fig. 9 d abgesetzt werden. Fig. 9 c zeigt die hintere Ansicht des Seitenkastens. Seiten- und Bodenkasten enthalten eine Anzahl Zellen, welche teils beim Versenken mit Wasserballast gefüllt werden, teils als Luftkammern dienen. Bei tiefster Versenkung steht die Seitenwand noch 2 bis 2,5 m über der Wasserfläche empor.

Soll nun ein Schiff auf das Absetzgerüst gebracht werden, so wird es erst entsprechend Fig. 9 und 9 b wie bei gewöhnlichen Schwimmdocks gehoben, dann das Dock zum Absetzgerüst verholt und gegen dasselbe so angeschoben, dass die Arme des Bodenkastens zwischen die Holme gelangen, während das Schiff dabei über die letzteren zu stehen kommt. Wird dann das Dock durch Einlassen von Wasserballast gesenkt, so bleibt das Schiff bei gleichzeitiger Stützung desselben entsprechend Fig. 9 b auf dem Gerüst liegen, während das Dock zurückgezogen und zu weiteren Hebungen verwendet werden kann.

Im vorliegenden Falle besteht das Dock aus drei Teilen von bezw. 30, 25 und 30 m Länge, welche entweder unabhängig von einander für kleinere Schiffe, oder zusammengekuppelt zu einer Gesamtlänge von 85 m verwendet werden können. Der Seitenkasten hat eine Höhe von 13,5 m und eine Dicke von 3,7 m, während die Arme des Bodenkastens eine Länge (in der Breitenrichtung des Docks), Höhe und Breite von bezw. 22 m, 5,5 m und 4,6 m und eine gegenseitige lichte Entfernung von von 1,5 m haben (Engg. 1876, I, S. 311—Hdl. — Vergl. das Absetzdock im Hafen von Barrow mit einer Tragkraft von 3200 t, Engg. 1881 II, S. 31).

e. Schwimmdocks zusammen mit Aufschleppen.

Anstatt das durch ein gewöhnliches Schwimmdock gehobene Schiff auf dem Dock zu reparieren, kann dasselbe von hier auch auf eine Schleifbahn aufgezogen werden, wodurch der Vorteil gewonnen wird, dass mit demselben Schwimmdock beliebig viele Fahrzeuge nach einander ans Land gezogen werden können. Eine derartige Einrichtung besteht z. B. im Hafen von Pola, für Schiffe bis zu 5300 t Gewicht. Es wird hier das Schwimmdock mit dem gehobenen, auf Roll-

wagen sitzenden Schiff in ein mittels Schwimmtor verschliessbares Becken gebracht und dann so weit gesenkt, dass es auf dem Boden des Beckens aufsitzt, bei welcher Gelegenheit das Schiff auf die Höhe der Schleifbahn zu stehen kommt, so dass es von hier mit den Rollwagen unmittelbar aufgezogen werden kann. Es bestehen dort zwei Schleifbahnen neben einander, von solcher Länge, dass je zwei Linienschiffe darauf Platz finden, nebstdem auf dem Schwimmdock selbst ein fünftes repariert werden kann. Gleichzeitig kann durch Auspumpen des Beckens auch das Schwimmdock selbst in allen Teilen zugänglich gemacht und repariert werden (Ch.—Hdl.).

4. Das hydraulische Dock von Clark.

Diese nur in wenigen Fällen zur Anwendung gekommene Vorrichtung besteht aus einem Ponton ohne Seitenkasten, das mittels Wasserballast gesenkt und dann zusammen mit dem darüber aufgefahrenen Schiff mittels hydraulischer Pressen bis über die Wasserfläche gehoben wird, worauf durch Ablaufenlassen des Ballastwassers das Ponton allein den zum Tragen des Schiffes genügenden Auftrieb erhält und mit demselben an beliebige Stelle verholt werden kann.

Es hat sich aber diese Vorrichtung insoferne nicht bewährt, als dieselbe höhere Betriebkosten erfordern soll als die Trocken- und Schwimmdocks.

Taf. 34, Fig. 1—1 c. Hydraulisches Dock am Victoria Dock in London. Diese erste derartige Anlage, welche bereits in den fünfziger Jahren zur Ausführung kam, besteht aus zwei Reihen gusseiserner Säulen *A* (Fig. 1—1 a) zu beiden Seiten eines Beckens *D* (Fig. 1 c), die je eine, von einer gemeinschaftlichen Druckpumpe gespeiste hydraulische Presse von der in Fig. 1 b ersichtlichen Anordnung enthalten. Jeder Kolben *K* ist am oberen Ende mit einem Querstück *B* versehen, welches durch beiderseitige Schlitze aus dem Rohre hinausragt, und an dem auf jeder Seite ein armierter Querträger *C* angehängt ist. Diese Querträger werden durch die Bewegung der Kolben mitsamt dem auf denselben ruhenden Ponton *P* entweder bis zur Sohle des Beckens gesenkt, oder wie in Fig. 1—1 a zusammen mit dem darüber befindlichen Schiff *S* bis zur Wasserfläche gehoben. Das Ponton ist in eine grössere Anzahl oben offener Zellen abgeteilt, welche mit Bodenventilen zum Ein- und Auslassen des Wassers versehen sind.

Soll ein Schiff gehoben werden, so wird das Ponton so tief gesenkt, dass das Schiff über dasselbe auffahren kann, worauf das Ponton unter gleichzeitiger seitlicher Abstützung des Schiffes so hoch gehoben wird, dass es über die Wasserfläche zu liegen kommt und das Wasser aus demselben ganz abgelassen werden kann. Es können dann die Querträger wieder gesenkt werden, während das Ponton allein das Schiff trägt. Das notwendige Ausbalancieren desselben geschieht durch Einlassen von Wasser in die Zellen derjenigen Seite die höher liegt. Sodann wird das Ponton mit dem Schiff aus dem Hebebecken *D* (Fig. 1 c) in das Bassin *E* und von hier in eines der Seitenbecken *F* verholt, welche genau der Grösse der verschieden grossen Pontons entsprechen. Hierdurch wird das Schiff am Ufer von allen Seiten zugänglich gemacht und ist dabei der freien Luft ausgesetzt, infolge dessen es hier schneller trocknet als in einem Trockendock.

Es können hier Schiffe bis zu 4000 t Gewicht gehoben werden. Einschliesslich aller Vorbereitungen sind zur Dockung eines Schiffes 2 bis 3 Stunden erforderlich;

das Heben selbst erfordert nur $^1/_4$ bis $^1/_2$ Stunde. Die 32 Presskolben haben zusammen eine Grundfläche von 1,629 qm und werden bei einem Druck von 400 Atm. durch eine Dampfmaschine von 50 PS bedient.

Später sind solche Docks auch in Malta und in Bombay angelegt worden, letzteres für Schiffe bis zu 6500 t Gewicht (HZ. 1861—AB. 1868).

Bei einem in neuerer Zeit in San Francisco erbauten derartigen Dock besteht in der Ausführung die Abweichung, dass die Querträger einfach, und an jedem Ende an einem mehrfachen Drahtseil aufgehängt sind, welches über eine am oberen Ende des Kolbens angebrachte Rolle geschlungen und mit dem anderen Ende am Presscylinder befestigt ist. Hierdurch wird der Vorteil erreicht, dass der Kolbenhub nur halb so gross ist wie die Hubhöhe des Querträgers, wogegen aber hier eine doppelt so grosse Kraft wie bei der früheren Anordnung erforderlich ist (CBl. 1885, S. 159—1888, S. 158—GC. 1897 I, S. 141).

XIV. Schiffahrtszeichen.

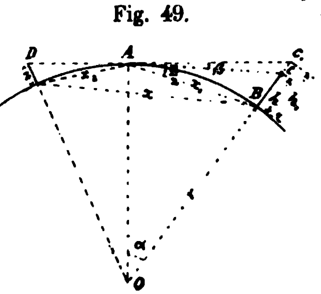
Die Schiffahrtszeichen (Seezeichen, Marken) sind Anlagen, welche den Zweck haben, den Schiffen in den Fahrwassern als Wegweiser zu dienen, bezw. die Lage von Untiefen und anderen gefährlichen Punkten, sowie die Lage der Küste und der Einfahrten in die Häfen in entsprechend grosser Entfernung bemerkbar und erkennbar zu machen. Man unterscheidet: sichtbare (optische) und hörbare (akustische) Schiffahrtszeichen, von denen erstere in feste und schwimmende Schiffahrtszeichen und jedes derselben wieder in Tagesmarken und Nachtmarken zerfallen. Ferner unterscheidet man auch noch: Landmarken und im Fahrwasser aufgestellte feste Schiffahrtszeichen, sowie Hauptmarken, welche die Lage einer Küste etc. im allgemeinen, und Nebenmarken, die nur einzelne Punkte (Untiefen etc.) bezeichnen.

Die Nachtmarken dienen meistens auch als Tagemarken und sind zu dem Zwecke durch verschiedene Formen und verschiedene Farben erkennbar gemacht. Die sichtbaren Schiffahrtszeichen sind oft zugleich hörbar.

A. Sichtbare Schiffahrtszeichen.

Bei diesen Seezeichen ist ausser der Konstruktion namentlich ihre Höhe über der Wasserfläche von Wichtigkeit. Dieselbe ist oft dadurch bedingt, dass das Zeichen auf eine so grosse Entfernung von der Wasserfläche aus sichtbar sein soll, dass die Schiffe noch rechtzeitig den Kurs ändern können, bevor sie an gewisse zu vermeidende Punkte (Untiefen etc.) zu nahe heran kommen. Ist diese Entfernung x_1 gegeben, so lässt sich die erforderliche Höhe h der Marke auf folgende Weise bestimmen:

Fig. 49.



Bezeichnet AB (Textfig. 49) die Oberfläche des Wassers und h_1 diejenige Höhe die ein Punkt C_1 über B erhalten muss, damit er ohne Rücksicht auf die Refraction

der Lichtstrahlen vom Punkte A aus auf die Entfernung x_1 sichtbar sei, so ist, wenn r den Halbmesser der Erde bezeichnet näherungsweise:

$$h_1 = \frac{x_1^2}{2r}.$$

Ist ferner α der Centriwinkel der Punkte A und B, und der Refractionswinkel

$$\beta = 0{,}0653\,\alpha, \text{ so ist}$$

$$\frac{CC_1}{h_1} = \frac{\beta}{\frac{\alpha}{2}}$$

$$CC_1 = 0{,}1306\,h_1.$$

Es ist daher mit Rücksicht auf die Refraction die erforderliche Höhe

$$h = h_1 - CC_1 = 0{,}8694\,\frac{x_1^2}{2r}, \quad x_1 = \sqrt{\frac{rh}{0{,}4347}}.$$

Berücksichtigt man aber, dass die Beobachtung nicht von der Wasserfläche aus, sondern von einem Punkte D am Bord des Schiffes geschieht, der eine Entfernung x_2 vom Punkte A und eine Höhe z über der Wasserfläche haben mag, so ist analog:

$$x_2 = \sqrt{\frac{rz}{0{,}4347}}$$

und die wirkliche Sichtweite

$$x = x_1 + x_2 = \sqrt{\frac{r}{0{,}4347}}\left(\sqrt{h} + \sqrt{z}\right), \text{ somit}$$

$$h = \left(x\sqrt{\frac{0{,}4347}{r}} - \sqrt{z}\right)^2.$$

Hierin ist der Erdradius $r = 6\,373\,200$ m (entsprechend 3441,25 Seemeilen zu 1852 m) und entsprechend der Annahme der deutschen Admiralität z etwa $= 4{,}5$ m zu setzen (HdI.—ZfB. 1887, S. 665).

Bei den Nachtmarken bildet die Sichtweite den Leuchtkreis. Für die vollständige Sicherstellung der Fahrt längs einer Küste müssen die längs derselben aufgestellten Nachtmarken eine solche gegenseitige Entfernung erhalten, dass sich die Schnittpunkte der Leuchtkreise noch in so grossen Entfernungen von der Küste befinden, als das zulässige Nahen der Schiffe an den bezüglichen Punkten es gestattet.

Beim Entwerfen der für die sichtbaren Schiffahrtszeichen erforderlichen Bauwerke sind, ausser dem Eigengewicht, als äussere angreifende Kräfte der Winddruck, der etwaige Wellendruck und in den nordischen Ländern etwa auch der Schub des Treibeises zu berücksichtigen. Der Winddruck pflegt je nach der Lage des Bauwerkes etwa $=$ 250 bis 300 kg/qm, meistens (nach Fres-

nel) = 275 kg/qm angenommen zu werden. Der Wellendruck kann nach Stevensen im atlantischen Ozean bis zu 30 000 kg/qm betragen, während derselbe nach Franzius bei der Nordsee etwa = 15 000 kg und bei der Ostsee = 10 000 kg/qm angenommen werden kann. Die grösste Höhe der Wellen mit so starkem Druck dürfte bis zu bezw. 30 bis 40, 20 bis 30 m und 15 bis 20 m betragen können.

Bezüglich der Grösse des Eisschubes kann nur gesagt werden, dass demselben erfahrungsgemäss nur die stärksten massiven Bauwerke zu widerstehen geeignet sind. Doch erstreckt sich speciell an der finnischen Küste dessen Wirkung nur auf eine Höhe bis zu etwa 3 m über der Wasserfläche.

I. Feste Tagesmarken.

Hierzu gehören teils in Fahrwassern aufgestellte Schiffahrtszeichen und Landmarken einfachster Art, nämlich die als Nebenmarken dienenden Pricken, Stangenzeichen, Dalben und Baken, bestehend aus Stangen mit verschiedenen Abzeichen, kleineren hölzernen, selten eisernen Gerüsten sowie Steinpyramiden verschiedener Form, teils gehören hierher turmartige Bauwerke aus Holz oder Eisen, welche auch als Hauptmarken dienen. Sie sind mit passendem Anstrich versehen, so dass sie sich vom Hintergrund deutlich abheben.

Bei den in den Fahrwassern selbst aufgestellten Schiffahrtszeichen werden zur Kennzeichnung der Steuerbord- und Backbordseite verschiedene Formen angewendet. Eine besondere Art von festen Tagesmarken sind die s. g. Winkbaken welche den nahenden Schiffen durch einen beweglichen Arm den zu folgenden Kurs angeben.

Taf. 34, Fig. 2—8. Pricken, Stangenzeichen, Dalben und Baken in Fahrwassern, gemäss der Deutschen Verordnung vom Jahre 1887, geltend seit dem 1. April 1889. Es sind von den Pricken Fig. 2 und Fig. 3 erstere für die Backbord- und letztere für die Steuerbordseite, das Stangenzeichen Fig. 4 für die Steuerbordseite, die beiden Dalben Fig. 5 und Fig. 6 bezw. für die Backbord- und Steuerbordseite und von den beiden Baken Fig. 7 und Fig. 8 erstere für die Steuerbordseite und letztere für die Backbordseite (CBl. 1887, S. 341).

» Fig. 9—10. Landbake und Galeriebake in Swinemünde, erstere rot und weiss, letztere weiss gestrichen (ZfB. 1887, S. 437, 438).

» Fig. 11. Winkbake in Stolpemünde, bestehend aus einem hohlen Cylinder *A*, der sich um einen runden Zapfen drehen und durch eine Falle *B* gestellt werden kann. In der oberen Verlängerung des Cylinders sind die Drehachsen eines kleinen Zahnrades und eines gezahnten Viertelbogens, mit welchem eine Fahnenstange verbunden ist, gelagert.

In ähnlicher Weise ist eine Winkbake in Swinemünde konstruiert. Dieselbe besteht aus einem hölzernen Gerüst mit verstrebten Eckständern, die eine gedielte Plattform tragen, auf welcher sich die Winkvorrichtung erhebt. Diese besteht aus einer Stange mit Ball, über welchen noch eine rote Flagge gehisst werden kann, sowie einer Bogenführung ähnlicher Art wie in Stolpemünde. Die Bake ist durchaus weiss angestrichen ausser dem Ball, der rot ist (ZfB. 1887, S. 441).

Taf. 34, Fig. 12. Winkbake bei Kolberg. Dieselbe war ursprünglich von gleicher Anordnung wie die vorgenannten, bestehend aus einem beweglichen Mastbaum mit Flagge. Nachdem sich aber diese Vorrichtung vom dunklen Hintergrund des Landes zu wenig abhob, wurde nach deren Zerstörung durch die Stürme im Jahre 1894 diese neue Vorrichtung aufgestellt. Dieselbe hat eine Höhe von 17 m über der Wasserfläche und besteht aus einer Stange mit Ball von 1,5 m Durchmesser, der von einem eisernen Gerüst aus mit Vorgelege bewegt wird (ZfB. 1899, S. 264).

» Fig. 13—15. Steinpyramiden-Landmarken entlang der österreichischen Küsten (Friedm.),

2. Feste Nachtmarken.

Die festen Nachtmarken bestehen teils aus Gerüsten geringerer Höhe, teils aus höheren turmartigen Bauwerken, die einen Leuchtapparat tragen und werden dieselben im ersteren Falle Leuchtbaken, im letzteren Leuchttürme genannt. Erstere bestehen aus Holz oder Eisen, letztere aus Holz, Eisen oder Mauerwerk.

a. Der Leuchtapparat.

Der Leuchtapparat (Leuchtfeuer, optischer Apparat) besteht aus der Lampe mit der Lichtquelle und aus Vorrichtungen welche bezwecken, die Lichtstrahlen durch Brechung mittels Glaslinsen und Prismen oder durch Spiegelung mit möglichst geringem Lichtverlust auf die zu beleuchtenden Gebiete zu werfen.

Zur Erzeugung des Lichtes wird Mineralöl (Petroleum), Leuchtgas oder Elektricität angewendet. Das Leuchtgas wird aus Steinkohlen oder aus anderen Stoffen erzeugt und in Rohrleitungen zugeführt. In neuerer Zeit ist namentlich das s. g. Fettgas der Firma Pintsch in Berlin, das eine etwa dreimal grössere Leuchtkraft als gewöhnliches Leuchtgas hat, viel zur Anwendung gekommen. Dasselbe wird gewöhnlich als s. g. Pressgas, auf etwa 6 Atm. komprimiert in Blechbehältern zugeführt, welche mit der Rohrleitung der Lichtquelle in Verbindung gesetzt werden. Es wird dann bei gewissen Nachtmarken jeweilig ein so grosser Vorrat zugeführt, dass das Licht selbst mehrere Monate ohne Wartung sich selbst überlassen bleiben kann. Das elektrische Licht hat ausser dem Vorteil einer möglichst grossen Leuchtkraft auch noch den Vorteil, dass die ganze Lichtmasse in einen Punkt vereinigt wird und dadurch der Leuchtapparat kleiner sein kann, als bei anderen Lichtquellen. Es hat aber das elektrische Licht den Nachteil, dass dessen Beschaffung in den meisten Fällen kostspieliger ist, als bei anderem Licht.

Die zur Brechung und Reflektion der Lichtstrahlen angewendeten Einrichtungen sind entweder dioptrisch, wobei die Strahlen unter Benutzung von Linsen und Prismen gebrochen, katadioptrisch, wobei dieselben zunächt gebrochen und dann reflektiert, oder katoptrisch, wobei sie nur mit Hilfe von Spiegeln re-

flektiert werden. Gegenwärtig werden meistens nur Apparate der ersten zwei Arten benutzt, und haben dieselben dem Wesen nach die folgende Anordnung:

Taf. 34, Fig. 16—19. Anordnung der Linsen und Prismen bei den Leuchtapparaten. Die bei den Leuchtapparaten gebräuchlichen dioptrischen Linsen von Aug. Fresnel (eingeführt 1821) sind plankonvexe Linsen, deren Brennpunkt mit der Lichtquelle zusammenfällt und deren Form aufgrund der Eigenschaft bestimmt ist, dass beim Eintritt der Lichtstrahlen aus der Luft in Glas und umgekehrt dieselben so gebrochen werden, dass die Sinuse des Einfalls- und des Brechungswinkels zu einander in einem bestimmten Verhältnis stehen, so dass (Fig. 16):

$$\frac{\sin \alpha}{\sin \beta} = \frac{\sin \delta}{\sin \gamma} = \mu.$$

Dem entsprechend wird der gekrümmten Fläche der Linse eine solche Form gegeben, dass unter Beachtung dieser Eigenschaft, die von der Lichtquelle ausgehenden Strahlen S aus der Linse als zur Achse parallele Strahlen S' austreten. Nachdem es aber schwierig ist vollständige Linsen in der erforderlichen Grösse aus durchaus reinem Glas herzustellen, und bei denselben bei grösserem Durchmesser durch die grosse Dicke zu viel Licht verloren ginge, so wurde später von Fresnel die Anordnung getroffen, dass nur ein Teil des zur Brechung des Lichtes bestimmten Körpers als Linse ausgeführt, der übrige Teil aber in einzelne linsenförmige Ringe aufgelöst wird, deren gemeinsamer Brennpunkt mit demjenigen der Linse zusammenfällt. Durch Anwendung solcher vielgürteliger (polyzonaler) Linsen kann der Linsenkörper bei dem üblichen grössten Durchmesser der eigentlichen Linse von etwa 25 cm bedeutend vergrössert werden, und entweder entsprechend Fig. 17 eben, oder entsprechend Fig. 18 gebogen ausgeführt werden, so dass mehrere an einander gereiht eine Linsentrommel bilden. Erstere werden zur Erzeugung einzelner Strahlenbündel, letztere zur Herstellung eines s. g. Gürtelfeuers benutzt.

Um aber auch die über und unter diesen Linsenkörper (Refraktor) fallenden Lichtstrahlen in gleicher Weise verwenden zu können, werden oberhalb und unterhalb desselben entsprechend Fig. 19 nach Leon. Fresnel (1842) spiegelnde Glasprismen, von dreieckigem oder trapezförmigem Querschnitt, angebracht, welche so beschaffen sind, dass die Lichtstrahlen von denselben entsprechend Fig. 20 durch Brechung an der hinteren ebenen Fläche *ab* und der vorderen ebenen Fläche *ac*, sowie durch Reflektion an der oberen als Spiegel wirkenden Fläche *cb* in derselben Richtung wie die Strahlen der Linse austreten. Zu dem Zwecke muss die letztere Fläche eine schwache Krümmung erhalten. Diese Prismen werden in gekrümmten Stücken hergestellt und mittels Messingleisten zu Gürteln zusammengefügt. Es können durch diese Anordnung bis gegen 90 % der Lichtstrahlen aufgefangen und nach aussen geworfen werden.

Je nach der Grösse des Durchmessers der Linsentrommel und der gleichzeitig verschiedenen Lichtstärke, bezw. Leuchtweite, unterscheidet man 6 Klassen solcher dioptrischen und katadioptrischen Leuchtapparate, nämlich:

Feuer der	I.	II.	III.	IV.	V.	VI. Ordnung
Lichter Durchmesser der Linsentrommel	1,84	1,4	1,0	0,5	0,375	0,35 m.

Feuer der I. und II. Ordnung werden für Hauptmarken verwendet.

Um aber die verschiedenen Leuchtfeuer auch der äusseren Erscheinung nach von einander unterscheiden zu können, werden ausser diesen, die Ausnutzung der Lichtstrahlen bezweckenden Vorrichtungen, noch andere Anordnungen benutzt,

wodurch man zunächst feste Feuer mit unveränderlichem, und Drehfeuer mit in verschiedener Weise veränderlichem Licht unterscheidet. Die letzteren erbieten eine sehr grosse Mannigfaltigkeit; speciell in der deutschen Marine unterscheidet man:

1) Feste Feuer mit Blinken, wobei das feste Feuer in bestimmten Zeitabschnitten von einem oder mehreren Blinken unterbrochen wird und wobei jedem Blink eine Verdunkelung vorausgeht. Die Blinke können weiss oder farbig sein;

2) Unterbrochene Feuer, nämlich feste Feuer, welche ein oder mehrere Male hinter einander auf eine bestimmte Zeit verschwinden;

3) Blinkfeuer mit Blinken und Verdunkelungen in regelmässigen Perioden, wobei die Blinke an Stärke allmählich zu- und abnehmen und wobei die Verdunkelung von längerer Dauer ist als die Blinke;

4) Gruppen-Blinkfeuer mit mehreren schnell hinter einander folgenden Blinken von zu und abnehmender Stärke, wobei jeder Blinkgruppe eine Verdunkelung von bestimmter, längerer Dauer folgt;

5) Blitzfeuer, welche als Blitze plötzlich sichtbar werden, kurze Zeit stehen und plötzlich verschwinden. Die Blitze können auch in Gruppen mit darauf folgender längerer Verdunkelung auftreten;

6) Funkelfeuer, welche entweder Blinkfeuer mit kurzen Perioden, oder mit abwechselndem Aufleuchten und Abnehmen der Flamme in kurzen Perioden sind, und

7) Wechselfeuer mit festem, abwechselnd weissem und farbigem Feuer, ohne dazwischen liegende Verdunkelungen.

In anderen Ländern, z. B. in Frankreich und England werden auch verschiedene Gruppierungen von weissen, roten und grünen Blitzen benutzt, wie etwa Blitzfeuer mit Gruppen von 2, 3, 4 weissen Blitzen, 1, 2, 3, 4 weissen und einem roten Blitz u. s. w. Eine weitere Unterscheidung besteht in der Anwendung von Doppelfeuern, mit zwei Feuern in zwei verschiedenen Laternen über einander. Schliesslich unterscheidet man dem Zwecke nach Gürtelfeuer und Leitfeuer, von denen erstere einen mehr oder weniger grossen Teil des Horizonts beleuchten, während letztere durch zwei Feuer hinter einander eine bestimmte Fahrrichtung angeben.

Die Einrichtung der Drehfeuer besteht entweder in einer um die Lampe sich drehenden vielseitigen Glastrommel, bei welcher jede Seite einen Strahlenbrechungsapparat bildet, oder es bestehen zwei Trommeln, von denen die innere feststehend und nach Art derjenigen für feste Feuer ausgebildet ist, während die äussere drehbar ist und die Blinke hervorbringt. Die bewegliche Trommel ruht auf einem Rollenkranz und wird durch ein Uhrwerk mit einem Gewicht als trei-

bende Kraft in Bewegung gesetzt (ZfB. 1887, S. 538, 556—ZdI. 1899, 1900, 1901 —HdI.).

Taf. 34, Fig. 21. Festes Feuer IV. Ordnung mit dioptrischen und katadioptrischen Ringen, für Petroleumlicht (ZdI. 1901, I, S. 130).

» Fig. 22. Drehfeuer II. Ordnung des Leuchtturmes auf »Walsöarne« bei Wasa in Finnland. Dieser Leuchtapparat ist gleichfalls für Petroleumlicht eingerichtet und wurde im Jahre 1886 von der Firma H. Lepaute in Paris geliefert (AB. 1892, S. 14).

b. Leuchtbaken.

Die Leuchtbaken bestehen aus unbekleideten oder bekleideten, hölzernen oder eisernen Gerüsten, oder nur aus einem Blechmantel, welche mit Leuchtapparaten niedrigster Ordnung versehen sind. Dieselben haben eine Höhe bis zu etwa 8 m und dienen gewöhnlich nur als Leitfeuer in den inneren Fahrwassern.

Taf. 34, Fig. 23. Finnische Leuchtbake (Leitfeuer) mit Leuchtapparat für Petroleum (Tkn. 1896, Pl. 107).

» Fig. 24. Leuchtbake für Pressgaslicht zur Befeuerung des Rotterdamer Wasserweges. Dieselbe besteht aus einer Pfahlpyramide (Dalbe), welche bei Hochwasser in etwa 9 m Wassertiefe steht und oben ein eisernes Gestelle mit dem Leuchtapparat trägt. Im Inneren der Pfahlpyramide befindet sich ein Gaskessel von 1500 mm Durchmesser und 2840 mm Höhe (ÖZ. 1902, S. 630).

» Fig. 25. Leuchtbake für Pressgaslicht zur Befeuerung der Weser auf der Strecke Bremen-Vegesack, bestehend aus einem eisernen Gerüst auf Schraubenpfählen, welches den Gaskessel auf so grosser Höhe trägt, dass derselbe bei Hochwasser vor dem Hochtreiben gesichert ist und von etwa aufgestautem Eise nicht erreicht werden kann (ÖZ. 1902, S. 630).

Eine Leuchtbake in Form eines Blechmantels ist aus Textfigur 9—9 a, S. 86 (Nordermole in Pillau) zu ersehen.

c. Leuchttürme.

Bei grösserer Höhenlage des Leuchtapparates, wie selbe für die Haupt-Nachtmarken gewöhnlich erforderlich ist, werden als Träger des Feuers Leuchttürme angewendet, welche aus Holz, Eisen oder aus Mauerwerk bestehen. Die hölzernen und eisernen Türme werden entweder als unbekleidetes Fachwerk, oder bezw. mit einer Bretterverschalung oder einem Blechmantel bekleidet ausgeführt. Die Bekleidung bezweckt teils einen Schutz des Gerüstes gegen die Witterungseinflüsse, teils um den Turm auch als Tagesmarke besser sichtbar zu machen. Der Blechmantel erhöht zugleich die Stabilität des Bauwerkes.

Bei den Leuchttürmen ist der Leuchtapparat zum Schutz gegen die Witterungseinflüsse von einer Laterne umschlossen, bestehend aus einem verglasten Gehäuse mit eisernen Rippen und dazwischen eingelegtem (gewöhnlich doppeltem)

Fensterglas von etwa 10 mm Dicke und ebensolchem oder kupfernem Dach (Helm, Kuppel). Hierdurch ist der Leuchtapparat auch für den Wärter zu jeder Zeit leicht zugänglich gemacht. Behufs Zugänglichkeit der Laterne an der Aussenseite (zur Reinigung der Verglasung etc.) ist dieselbe mit einer Gallerie versehen, und wird zum Schutz gegen anfliegende Vögel oft mit einem Drahtgitter umschlossen. Auf dem Dache wird ein Blitzableiter angebracht.

Unter der Laterne befindet sich eine Kammer für den Wärter. Bei Drehfeuern befindet sich der Drehapparat entweder in der Laterne oder gewöhnlich in einer besonderen Kammer unter derselben. Da das Innere des Turmes mit Rücksicht auf die Temperatureinflüsse und in Bezug auf Bequemlichkeit zu Wohnräumen meistens nicht geeignet ist, so wird der Turm selbst gewöhnlich nur im Notfalle zur Wohnstätte für die Wärter eingerichtet. Dies ist der Fall, wenn sich die nächste Umgebung des Turmes im Wellenbereich befindet. Es wird dann der Turm in Stockwerke abgeteilt, welche zu Wohnzimmern, Küche, Vorratskammer etc. eingerichtet werden. Bei eisernen Türmen ist in einem solchen Falle zum Schutz gegen die äussere Temperatur ein doppelter Blechmantel angezeigt.

Die Bauart eines Leuchtturmes ist von den örtlichen Verhältnissen und von den disponiblen Mitteln abhängig. In ersterer Beziehung ist namentlich der Umstand von Einfluss, ob sich das Bauwerk im Wellenbereich befindet oder nicht, da im ersteren Falle nur der Steinbau oder ein mit Mauerwerk, bezw. Beton hinterfüllter Blechmantel eine genügende Sicherheit gegen die Zerstörung durch den Wellendruck gewährt. Von wesentlichem Einfluss auf die Wahl der Bauart ist ferner auch die Beschaffenheit des Bodens mit Rücksicht auf die Gründung, wofür der Massivbau wegen des grösseren Eigengewichtes eine grössere Tragfähigkeit des Bodens erfordert, als die Eisenkonstruktionen.

Hölzerne Leuchttürme.

Die Verwendung von Holz zu Leuchttürmen kommt gegenwärtig nur noch selten in Frage. Es gewährt diese Ausführungsart im allgemeinen zwar den Vorteil kleinerer Anlagekosten als bei der Verwendung von Eisen oder Steinmaterial, allein der Preisunterschied ist gegenwärtig meistens nicht so bedeutend, als dass derselbe gegenüber den Nachteilen der Holzkonstruktion zugunsten derselben den Ausschlag geben würde. Diese Nachteile sind die geringere Dauerhaftigkeit und die geringere Zuverlässigkeit der Holzkonstruktionen in bezug auf die Stabilität und die Sicherheit gegen Feuergefahr.

Nachdem aber durch Verschalung und Isolierung vom Erdboden durch einen Steinsockel bei solchen Konstruktionen doch eine Dauer bis zu etwa 40 Jahren und mehr zu erreichen ist, so kommt diese Bauart in holzreichen Gegenden,

wie in den nordischen Ländern, bei Türmen von kleinerer Höhe immerhin noch zur Anwendung.

Taf. 34, Fig. 26—27. Finnische Leuchttürme aus Holz (bezw. auf »Gisslan» und »Sortanlaks»). Ersterer besteht aus einem Fachwerksgerüst von 8,4 m Höhe bis Mitte Feuer, während letzterer bei gleicher Höhe auf dem Wärterhaus aufgebaut ist (Tkn. 1896, Pl. 107).

Als Beispiel eines grossartigen hölzernen Turmbaues älteren Datums möge der zu Ende der fünfziger Jahre ausgeführte Leuchtturm von Pontaillac an der Mündung der Gironde angeführt werden, welcher bei einer Gesamthöhe von 40,37 m aus einem unbekleideten viereckigen Holzgerüst mit einer Basis von 17 $\times$ 17 m bestand. Ausser den vier Eckständern von 30 $\times$ 30 cm waren auf jeder Seite noch drei Zwischenständer, und in vertikalen Abständen von 4,5 bis 5,0 m Horizontalverbände sowie vertikale Diagonalverbände angeordnet. Für den Aufstieg befand sich in der Mitte eine Wendeltreppe (AB. 1861, Bl. 454).

Eiserne Leuchttürme.

Die grosse Festigkeit des Walzeisens, woraus diese Bauwerke gegenwärtig (gegenüber älteren gusseisernen Türmen) ausgeführt werden, zusammen mit der hohen Entwickelung der Technik der Eisenkonstruktionen und den niedrigen Eisenpreisen, wodurch es gegenwärtig möglich ist, mit verhältnismässig geringem Materialaufwand eiserne Bauwerke von zuverlässiger Stabilität zu verhältnismässig billigem Preise herzustellen, bedingten es, dass wohl die Mehrzahl der in neuerer Zeit ausgeführten Leuchttürme aus diesem Material bestehen dürfte. Gegenüber diesen Vorzügen hat aber das Eisen im Vergleich zum Steinbau den Nachteil der leichten Zerstörbarkeit durch Rost und der dadurch bedingten grösseren Unterhaltungskosten (Erneuerung des Anstrichs etc.). Diese Eigenschaft bedingt es, dass das Eisen namentlich für unter Wasser gelegene Teile nicht geeignet ist. Die Eisenkonstruktionen sind ausserdem infolge ihrer verhältnismässig kleinen Masse nicht geeignet den Stössen der Wellen und dem Eisschub zu widerstehen.

In konstruktiver Beziehung bestehen die eisernen Leuchttürme in der einfachsten Form aus einem in horizontaler und vertikaler Richtung entsprechend abgesteiften Blechmantel. Gewöhnlich aber bestehen diese Bauwerke aus einem Fachwerksgerüst in Form einer drei- oder mehrseitigen abgestumpften Pyramide, deren Eckständer mit centralen Ständern radiale Fachwerksrippen bilden, und an der Aussenseite durch Fachwerk mit einander verbunden sind. Statt des letzteren Fachwerkes wird auch ein Blechmantel angebracht, wodurch zugleich der Vorteil erreicht wird, dass die innere Konstruktion gegen die Witterungseinflüsse vollkommen geschützt ist, sowie, dass dadurch der Turm als Tagesmarke besser sichtbar ist. Dagegen hat der Blechmantel den Nachteil, dass er dem Winddruck eine grössere Angriffsfläche erbietet als unbedecktes Fachwerk. In der Achse des Turmes befindet sich für den Aufstieg eine Wendeltreppe, welche bei Türmen ohne

Blechmantel zum Schutz der Bedienungsmannschaft gegen Wind und Regen von einer mit Fenstern versehenen Blechröhre von etwa 1,5 bis 2 m Durchmesser umschlossen wird. Die centralen Ständer der abgenannten Fachwerksrippen sind dann an diese Röhre angeschlossen. Bei Türmen mit Drehfeuer befindet sich in der Achse noch eine Blechröhre von etwa 0,3 bis 0,4 m Durchmesser für das Gewicht des Drehapparates.

Die Gründung der eisernen Leuchttürme muss eine derartige sein, dass das Bauwerk unter der Einwirkung des Eigengewichtes, des Winddruckes und des allfälligen Wellendruckes von der lotrechten Lage nicht abweicht. Bei festem Felsboden wird nach entsprechender Planierung (bei geneigter Oberfläche nach allfälliger Aussprengung von Absätzen) als Unterlage für die Eisenkonstruktion ein Steinsockel von wenigstens 0,5 bis 1 m Höhe hergestellt. Bei gewöhnlichem Erdboden wird die Eisenkonstruktion gleichfalls auf einen Steinsockel verlegt, welcher auch bis zu etwa 1 m Höhe über der Oberfläche des Bodens emporsteht und bis zu der für die sichere Gründung erforderlichen Tiefe niedergeführt ist. Es wird dann je nach der Beschaffenheit des Bodens und dem Vorhandensein von Grund- und Tagewasser irgend eine der aus dem »Grundbau« bekannten Gründungsarten angewendet, und zwar besteht das Fundament meistens aus unmittelbarer Mauerung, oder aus einem Betonbett ohne oder mit Pfählen, seltener aus Schraubenpfählen, oder aus massiven Pfeilern, welche mittels Senkbrunnen, oder mittels Luftdruck- Senkkasten ausgeführt sind. Nachdem bei grösserer Höhe des Bauwerkes das Eigengewicht der Eisenkonstruktion allein gewöhnlich nicht genügend ist, dem Winddruck gegen Umkippen widerstehen zu können, so wird bei vorhandenem Felsgrund die Eisenkonstruktion unmittelbar mit diesem, sonst aber mit dem Steinsockel mittels Ankerbolzen verankert, welcher dann ein so grosses Gewicht erhalten muss, als zur Sicherheit gegen Umkippen erforderlich ist. Im ersteren Falle werden die Bolzen je nach der Beschaffenheit des Felsens entsprechend tief in denselben niedergeführt und mittels eines Keiles befestigt, welcher in den aufgespaltenen Bolzen gesteckt und durch Einschlagen des letzteren eingetrieben wird, während im anderen Falle Ankerplatten zur Anwendung kommen.

Taf. 34, Fig. 28—29 b. Finnischer Leuchtturm auf Bogskär. Dieser für die Schiffahrt in der nördlichen Ostsee äusserst wichtige Leuchtturm befindet sich am Abzweigungspunkt der Mittellinien des Bottnischen und Finnischen Busens von jener der Ostsee, ungefähr am halben Wege zwischen Stockholm und Hangö, etwas südlich von der Verbindungslinie dieser zwei Orte, somit an einem wichtigen Kreuzungspunkt verschiedener Verkehrslinien. Es befinden sich hier mitten im offenen Meere zwei einsame, etwa 5 km von einander entfernte Klippen von kleiner Ausdehnung und geringer Erhebung über der Wasserfläche, indem die westliche nur eine Länge und Breite von bezw. etwa 80 m und 70 m, und eine Höhe über der Wasserfläche von ungefähr 4 m hat, während die östliche eine kleinere Grundfläche, jedoch ungefähr 7 $^1/_2$ m Höhe hat.

Nachdem sich an dieser gefährlichen Stelle früher (seit 1852) nur auf der öst-

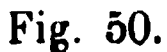


Fig. 50.



Der Bogskär-Leuchtturm.

lichen Klippe eine Steinpyramiden-Bake befand, und dies zur Folge hatte, dass wegen Ermangelung einer Nachtmarke hier zahlreiche Schiffe verunglückt waren, so wurde zur Beseitigung dieses Übelstandes im Jahre 1882 auf der westlichen Klippe der in Textfig. 50 ersichtliche Leuchtturm erbaut. Derselbe bestand in der ursprünglichen Anordnung entsprechend Fig. 28 aus einem Steinsockel von ungef. 4 m Höhe und 9,5 m Durchmesser und einem durch vertikale Rippen und horizontale Winkeleisenringe nebst Zwischenböden abgesteiften konischen Blechmantel von 9,2 m unterem und 5,8 m oberem Durchmesser, 20,6 m Höhe und $4\,{}^1/_2$ mm Stärke.

Man entschloss sich aber erst zur Ausführung eines Sockels von solcher Höhe, nachdem ursprünglich (1881) ein solcher von nur ungefähr 1 m Höhe nebst einem daneben befindlichen Wärterhaus ausgeführt worden war, in der Meinung, dass letzteres und somit auch die auf diesem Sockel später aufzustellende Eisenkonstruktion den Angriffen der Wellen ebenso wenig ausgesetzt sein würden, wie die nur wenige Meter höher gelegene Steinpyramide auf der anderen Klippe, welche unter 30 Jahren unversehrt geblieben war. Nachdem aber jenes Wärterhaus während des Winters 1881 vollständig fortgerissen wurde, erbot sich die Notwendigkeit, zur Sicherung der Eisenkonstruktion den Sockel entsprechend zu erhöhen und die Wohnräume für die Wärter im Turme selbst unterzubringen. Die Höhe des Sockels wurde so gross angenommen, dass die Eisenkonstruktion ungefähr ebenso hoch zu stehen kam, wie die Steinpyramide, wodurch man genügende Sicherheit gegen Wellen und eventuellen Eisschub zu haben glaubte. Um den Sockel gegen letztere Angriffe möglichst wiederstandsfähig zu machen, wurde derselbe aus Granitblöcken ausgeführt, die unten durch einen kräftigen Eisenring eingefasst und mit einander verklammert, sowie durch vertikale Bolzen a sowohl mit einander, als auch mit dem Felsboden verankert wurden. Um diese Verankerung möglichst wirksam zu gestalten, wurden in das Mauerwerk gusseiserne Schuhe b eingelegt, an welchen die Ankerbolzen verschraubt wurden.

Von den sieben Stockwerken wurde das unterste A, zur Vorratkammer bestimmt, worauf die Küche B, sodann vier Wohnzimmer $CDEF$ und oberst die Wärterkammer W folgten. Im Sockel wurde ein Kellerraum zur Verwahrung des Beleuchtungsmaterials etc. ausgespart. Zum Schutz gegen die äusseren Temperatureinflüsse sind diese Wohnräume derart isoliert, dass sich innerhalb, auf etwa 1 m Entfernung vom äusseren Mantel noch ein Blechmantel befindet, welcher auf der Innenseite mit einer isolierenden Filzschicht und darauf mit Holztäfelung belegt ist.

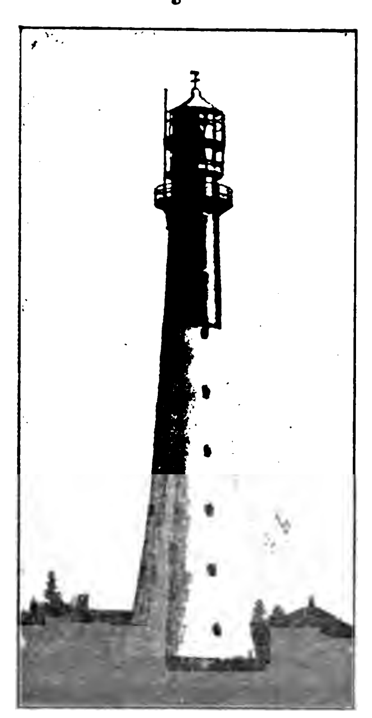
Die Erfahrungen der folgenden Jahre haben jedoch gezeigt, dass zwar das Treibeis nicht wie befürchtet über die Klippe geschoben wird, und daher der Sockel derartigen Angriffen nicht ausgesetzt ist, wogegen sich aber die Wellen als viel gefährlicher erwiesen haben als angenommen wurde. So war im Frühjahr 1889 die Eisenkonstruktion gelegentlich eines Sturmes so starken Angriffen durch die Wellen ausgesetzt, dass der Blechmantel bis zum dritten Stockwerk aufgerissen wurde und die Wellen in das Innere des Gebäudes eindrangen. Infolge dessen wurde zuerst der Blechmantel auf 10 mm Dicke verstärkt und später zur grösseren Sicherheit in den unteren drei Stockwerken entsprechend Flg. 29-29 b mit Beton hinterfüllt. Dabei wurde

an der Stelle der früheren Vorratkammer eine Wassercisterne *G* ausgespart und die Küche und Vorratkammer um ein Stockwerk höher versetzt.

Der Leuchtapparat ist ein festes Feuer II. Ordnung, geliefert von Henry Lepaute in Paris, zum Preise von 40 000 Frs. Die ursprünglichen Gesamtkosten des Bauwerkes betrugen 310 000 Frs. (TFF. 1891, 1895—AB. 1892, 1895).

Taf. 35, Fig. 1—1 a. Leuchtturm auf Yttergrund bei Sideby am Bottnischen Busen. Dieser im Jahre 1892 erbaute höchste finnische Leuchtturm hat eine Höhe von 40,5 m vom Erdboden bis Mitte oberes Feuer, und besteht nur aus einem Blechmantel, welcher von oben nach unten 4 bis 7 mm Stärke hat und durch 61 vertikale $\frac{129 . 13}{120 . 13}$ T-Eisen-Spanten nebst acht Treppenpodesten aus 5 mm starken Riffelblech und radialen T- und I-Eisenträgern, sowie zwischen den Podesten durch je zwei horizontale 60 . 60 . 8 mm Winkeleisenringe abgesteift ist. Der Blechmantel ruht an den Enden der im unteren Stockwerk in ⊔-Eisen von $\frac{235 . 12}{90 . 12}$ mm übergehenden Spanten mit besonderen konsolartigen Füssen auf einem Bodenring von 0,9 m Breite, der aus doppeltem Blech von je 20 mm Dicke besteht und an den Kanten durch 70 . 70 . 9 mm Winkeleisen verstärkt ist. In der Achse befindet sich ein Blechrohr von 400 mm Durchmesser für das Gewicht des Drehfeuers, welches aus zwei über einander in 2,5 m Entfernung befindlichen Leuchtapparaten besteht, deren Uhrwerk sich in der Kammer *A* befindet. Das Gesamtgewicht der Eisenkonstruktion betrug nur ca. 91 000 kg.

Fig. 51.



Der Yttergrund-Leuchtturm.

Der Unterbau besteht aus einem Steinsockel von 10 m Durchmesser und 1,5 m Höhe. Jeder Fuss der Eisenkonstruktion ist durch einen 1,5 m tief in den Felsboden niedergeführten Ankerbolzen von 100 mm Dicke und 3 m Länge verankert. Zur Kennzeichnung als Tagesmarke ist der Turm entsprechend Textfig. 51 zweifarbig (unten weis oben rot) gestrichen (AB. 1892).

Fig. 2—2 a. Finnischer Leuchtturm auf Tankar bei Gamla Karleby am Bottnischen Busen. Dieser 1887 erbaute Turm hat eine Höhe von 28,65 m vom Erdboden bis Mitte Feuer, und besteht aus 8 radialen Fachwerksrippen, welche sich mit den inneren Knotenpunkten des Fachwerks an centrale Ringe von 2,0 m Durchmesser anschliessen, innerhalb welcher die Wendeltreppe emporgeführt ist. Wiewohl diese Fachwerkskonstruktion für die Stabilität des Bauwerkes bereits genügend wäre, so wurde dieselbe, behufs besserer Sichtbarkeit des Turmes als Tagesmarke, noch durch einen Blechmantel von 6 ½ mm Dicke umschlossen, welcher Mantel im unteren und oberen Drittel rot und im mittleren weiss gestrichen ist. In der Achse befindet sich auch hier ein Rohr für das Gewicht des Drehfeuers.

Der Unterbau besteht aus einem Steinsockel von 1,2 m Höhe und 10,5 m Durchmesser, welcher auf Felsboden ruht. Das Bauwerk ist mit dem Felsen durch 8 Bolzen von 90 mm Durchmesser und 5,5 Länge verankert. Hierfür wurden Löcher von 300 mm Durchmesser und 4,3 m Tiefe ausgebohrt, welche nach Einsetzung der mit Ankerplatten versehenen Bolzen mit Beton verstampft wurden. Das Gesamtgewicht der Eisenkonstruktion betrug 97 000 kg, war also trotz der bedeutend kleineren Höhe grösser als beim Yttergrund-Turme.

Der Leuchtapparat ist II. Ordnung und wurde von H. Lepaute in Paris zum Preise von 24 471 Frs. geliefert (AB. 1892).

Taf. 35, Fig. 3—3 b. Finnischer Leuchtturm auf Walsöarne bei Wasa (Nikolaistad) am Bottnischen Busen (erbaut 1886). Derselbe hat eine Höhe von 34,5 m vom Erdboden bis Mitte Feuer und besteht aus 6 radialen Fachwerksrippen von 27,5 m Höhe, die sich an ein die Wendeltreppe einschliessendes Blechrohr von 1,6 m Durchmesser anschliessen. In der Achse dieses Rohres befindet sich auch hier ein Rohr von 400 mm Durchmesser, für das Gewicht des Drehfeuers. An der Aussenseite sind die Rippen in den Knotenpunkten durch horizontale ⊔ - Eisenringe gegenseitig abgesteift. Die Treppe ist auf je 2,5 m Höhe mit einem Podest versehen, denen je ein Fenster von 0,25 m Breite und 0,5 m Höhe entspricht. Der Unterbau besteht aus einem Steinsockel von 0,7 m Höhe und erhielt jede Fachwerkrippe am unteren Ende einen mit einem Auge versehenen Fuss für einen Schraubenbolzen von 75 mm Durchmesser und 5 m Länge behufs Verankerung der Eisenkonstruktion mit dem Felsboden. Dies geschah auch hier durch Ausbohren von Löchern von 300 mm Durchmesser und Verstampfen der mit Ankerplatte versehenen Bolzen mit Beton. Zur Erreichung eines grösseren Widerstandes des Betons gegen Ausreissen wurde das Loch am unteren Ende durch gleichzeitige elektrische Zündung mehrerer Dynamitpatronen erweitert.

Die Laterne ist zwölfseitig, hat einen Durchmesser von 3 m und ist mit doppelter Verglasung und doppeltem kupfernen Dach versehen, wovon das äussere halbkugelförmig und die innere konisch ist. Behufs äusserer Zugänglichkeit der Laterne ist dieselbe mit einer besonderen Gallerie von 0,65 m Breite versehen, die zur Vermeidung der Deckung des Lichtes kein Geländer erhielt, wogegen aber die Rippen der Laterne mit Handhaben versehen sind. Der Leuchtapparat ist auch hier ein Drehfeuer II. Ordnung für Petroleumlicht von H. Lepaute in Paris (in grösserem Massstab dargestellt auf Taf. 34, Fig. 22). Unter der Laterne befindet sich eine Blechtrommel von gleichem Durchmesser, welche im oberen Teil den Raum für den Drehapparat und im unteren das Wärterzimmer enthält (AB. 1892).

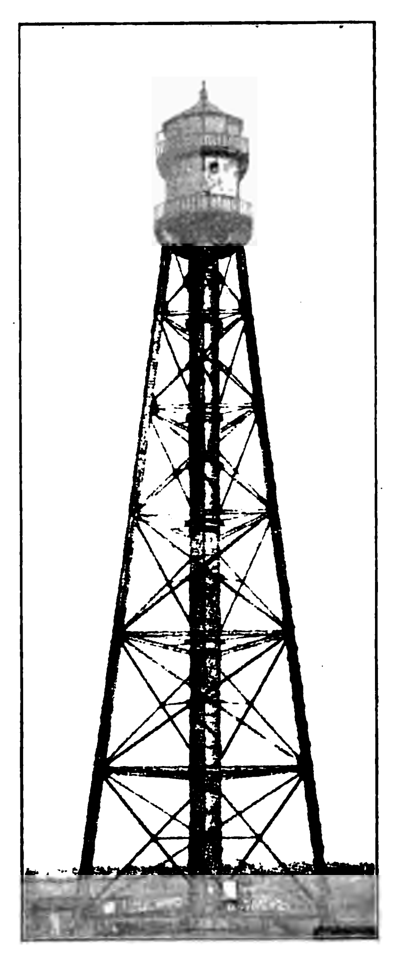
» Fig. 4—4 a. Estnischer Leuchtturm auf Dageort Derselbe hat im allgemeinen die gleiche Anordnung wie der vorige, besteht aber im unteren Teil aus einem Steinsockel und einem unmittelbar auf dem Sandboden aufgeführten Betonfundament von 3,25 m Höhe, in welches die nach unten verlängerten Fachwerksrippen eingemauert sind. Das Wärterzimmer *O* ist mit einem Aufzug *A* zur Emporschaffung von Beleuchtungsmaterial etc. versehen (NA. 1880, Pl. 25—26).

» Fig. 5. Leuchtturm auf der spanischen Insel Buda, welcher eine Höhe von ungefähr 50 m bis Mitte Feuer hat und im unteren Teil das Wohnhaus des Wärters enthält (Frdm.).

» Fig. 6. Leuchtturm von Calcasieu, bestehend aus einem konischen Blechmantel, welcher im Tagewasser auf ungef. 7 m Höhe über dem Erdboden auf Schraubenpfählen *S* aufgeführt ist. Es ist dies eine Anordnung welche nicht geeignet ist, dem Wellendruck widerstehen zu können (HdI.).

» Fig. 7—7 c. Leuchtturm bei Campen an der deutschen Küste. Bei diesem durch seine bedeutende Höhe (60 m von der Erdoberfläche bis Mitte Feuer) hervorragenden Bauwerk besteht die Eisenkonstruktion aus einer abgestumpften dreiseitigen Pyramide, deren Eckständer durch Fachwerk mit einander verbunden sind (Textfig. 52). Das in der Achse befindliche Treppenrohr ist entsprechend Fig. 7 b mit den Eckständern durch radiale Stäbe verbunden. Dieses Rohr sowohl, als auch die Eckständer sind entsprechend Fig. 7 c auf Senkbrunnen-Pfeilern gegründet, mit welchen die Eisenkonstruktion verankert ist. In der Achse des Treppenrohres befindet sich noch ein Rohr von kleinerem Durchmesser für das Gewicht des Drehfeuers. Fig. 7 a zeigt

Fig. 52.



Leuchtturm bei Campen.

einen Vertikalschnitt des oberen Teiles des Bauwerkes. Dessen Ausführung geschah Ende der achziger Jahre durch den Aktienverein Gutehoffnungshütte in Oberhausen (Zdl. 1890).

Taf. 36, Fig. 1—1 d. Rotersand-Leuchtturm in der Nordsee, an der Wesermündung. Dieser einzige deutsche Leuchtturm, welcher weit ins offene Meer hinausgeschoben, bei einer kleinsten Wassertiefe von 6 m auf Sandboden gegründet wurde, liegt etwa 50 km entfernt von Bremerhaven, auf halbem Wege zwischen diesem Hafen und Helgoland. Derselbe wurde von der Firma Harkort in Duisburg in den Jahren 1883—85 erbaut, und besteht unter Wasser aus einem mit Beton und Mauerwerk gefüllten Blechcylinder von ovaler (zweieckiger) Querschnittsform von 10 m und 14,072 m Durchmesser (Fig. 1 a) und 23,8 m Höhe, wovon etwa 1,8 m über dem Niederwasserspiegel emporragen und 16 m in den Boden versenkt sind. Über diesem Fundamentpfeiler erhebt sich der eigentliche Turm in Form eines nach oben verjüngten Blechmantels von kreisförmigem Querschnitt, von 10,8 m unterem und 5,1 m oberem Durchmesser und 22 m Höhe, welcher auf 6 m Höhe gleichfalls mit Mauerwerk hinterfüllt, der übrige Teil aber in vier Stockwerke abgeteilt ist, wovon A als Wohnraum, B als Küche, C als Magazin und D als Keller dient. Diese Räume sind durch Holzwände gegen die Witterungseinflüsse geschützt. Neben dem Wohnraume befinden sich drei Erker, nämlich ein Treppenerker und zwei Auslug-Erker. Oberhalb folgt dann die Hauptlaterne von 3,3 m Durchmesser und 5,3 m Höhe, mit dem Haupt-Leuchtapparat, so dass die gesamte Höhe des Bauwerkes von der untersten Kante des Fundaments bis Laternenscheitel 51,3 m beträgt, wovon 30,7 m über Niederwasser. Das am Fusse des eigentlichen Turmes durch Vortreten des Fundaments entstandene Bankett ist mit schweren, obenauf gerippten, stark verankerten Gussplatten abgedeckt.

Die ovale Querschnittsform des Fundaments wurde mit Rücksicht auf die durch Flut und Ebbe entstehende Strömung angeordnet, um während des Baues dieser Strömung besser widerstehen zu können und die Unterwaschung des Bauwerkes möglichst gering werden zu lassen. Gegen die letztere erhielt der Turm am Fusse eine Befestigung durch Faschinen und Steinschüttung. Die Ausmauerung besteht aus einem Betonkern und in dem über der Bodenfläche stehenden Teile aus einer 2 $^1/_2$ Stein starken Verkleidung aus Ziegelmauerwerk. In der Achse des Turmes ist ein Schacht F für den Schwimmer des Pegels P und eine kreisförmige Wassercisterne G ausgespart. Der Aufstieg in den Turm findet zu beiden Seiten auf den Steigleitern L statt.

Die Beleuchtung geschieht mittels Elektricität, wofür sich die Centralstation auf der ca. 15 km entfernten Insel Wangeroog befindet, von wo der Strom durch zwei Tiefseekabel zugeführt wird, wovon eines zur Reserve dient. Das auf 26,9 m Höhe über Niederwasser befindliche Hauptfeuer ist IV. Ordnung; dasselbe zeigt den ankommenden Schiffen zunächst den Weg zum Turm hin, und dort angelangt die

veränderte Richtung, welche die Schiffe einschlagen müssen, um in dem hier eng begrenzten Fahrwasser zum Hoheweg-Leuchtturm zu gelangen. Jede dieser Richtungslinien ist durch ein festes Feuer markiert, wobei das seewärts sich zeigende einen Winkel von 7 Graden, das in die Weser weisende einen solchen von 3 $^1/_2$ Graden umfasst (Fig. 1 a). Bei jedem Abweichen von diesen festen Feuern gerät man in ein Blitzfeuer, und zwar beim Abweichen nach der einen Seite in ein zweiblitziges, nach der andern in ein einblitziges. Um die Nähe des Turmes, bezw. den Zeitpunkt der Ablenkung erkenntlich zu machen, befindet sich 5 m tiefer in jedem Auslug-Erker ein Warnungsfeuer VI. Ordnung, welche so schwach gewählt sind, dass sie mit blossem Auge erst bei 2 $^1/_2$ Seemeilen Annäherung an den Turm als selbständige Feuer erkannt werden können, in weiterem Abstand aber scheinbar mit dem Hauptfeuer eine Lichtquelle bilden. Ausserdem befindet sich im Treppenerker noch ein Feuer V. Ordnung, welches den Winkel von Helgoland bis zur Einmündung in die Elbe beleuchtet. Um den Turm bei Tage auf grössere Entfernung erkenntlich zu machen, ist derselbe mit lebhaften Farben, am Sockel schwarz und jede der Etagen abwechselnd weiss und rot gestrichen.

Die Figuren 1 b—1 d zeigen den Vorgang bei der Ausführung dieses interessanten Bauwerkes. Die Gründung geschach mit Anwendung des Luftdruck-Verfahrens, wobei der Caisson mit den bis zu einer Gesamthöhe von 18 $^3/_4$ m verlängerten Seitenwänden in Bremerhaven montiert und entsprechend Fig. 1 b in schwimmendem Zustand mit 6 $^1/_2$ m Tiefgang zur Versenkungsstelle bugsiert wurde. Um ihn dabei gegen Umkippen durch den Winddruck zu sichern, wurden an den Seiten luftdichte Blechkasten, s. g. Schwimmblasen *S* angehängt, welche 5 mm Blechdicke, 8 m Länge, 2 m Breite und 3 m Höhe hatten, und mit Krampen in entsprechende Höhlungen des Caissonmantels eingriffen. Sie waren mit Pumpen, je einem Einlassventil für Wasser und einem Auslassventil für Luft versehen, welche alle so eingerichtet waren, dass ihre Handhabung vom oberen Deck des Caissons aus erfolgen konnte. Im Inneren des Kastens befanden sich drei versetzbare Arbeits-Plateaux, nämlich unterst ein Betonageplateau, 3 m darüber das Maschinenplateau mit zwei Dampfkesseln, einem Luftcompressor, einem Oberflächen-Condensator, einer Centrifugalpumpe etc., und schliesslich oberst ein s. g. Hebeplateau mit zwei drehbaren Dampfkrahnen von je 2000 kg Tragfähigkeit.

Der Senkkasten bestand aus 10 mm starkem Blech, welches in vertikaler Richtung durch 28 Spanten aus I-Eisen von 250 mm Profilhöhe abgesteift war, und hatte ein Gesamtgewicht von 250 000 kg, nebst 55 000 kg Eisenballast, welcher zur Erhöhung der Stabilität möglichst tief in der Arbeitskammer zwischen den Konsolen eingebracht war. Hierzu kam noch das Gewicht der Arbeitsplateaux von 50 000 kg. Das gesamte Gewicht des schwimmenden Körpers betrug somit 355 000 kg.

Das Absenken geschah Ende Mai 1883 in der Weise, dass durch zwei Ventile in den Caisson Wasser eingelassen und derselbe mitsamt den Schwimmblasen auf den Meeresgrund versenkt wurde. Darauf wurde in die Schwimmblasen soviel Wasser eingelassen, dass dieselben zu sinken begannen und sich von selbst vom Caisson loslösten, um dann fortgeschafft zu werden. Sodann erfolgte unmittelbar das Ausbetonieren des Raumes über der Arbeitskammer, unter gleichzeitiger Erhöhung der Blechwände (Fig. 1 c), worauf das Luftdruck-Verfahren zur weiteren Absenkung eingeleitet wurde (Fig. 1 d). Die Fertigstellung des Bauwerkes geschah Ende Oktober 1885; die Gesamtkosten betrugen 868 000 Rmk.

Während des Baues gingen einmal bei einer Sturmflut von 5,4 m Höhe über Niederwasser die Wogen so hoch, dass sie über den obersten Rang, 22 m über Niederwasser reichten, in 12 m Höhe über Niederwasser eine Blechplatte mitten durchrissen und zwei benachbarte Platten 1 m hoch rechtwinklig stülpten (Vortrag von Otto Offergeld im Ing.- & Arch. Verein zu Hamburg am 21. April 1886— CBl. 1883, 1886—TFF. 1886).

Steinerne Leuchttürme.

Die steinernen Leuchttürme bestehen aus Ziegel- oder Quadermauerwerk, oder aus Beton, und kam hierzu in neuester Zeit auch Beton-Eisen zur Anwendung. Dieselben haben gegenüber den Eisenkonstruktionen den Vorteil grösserer Dauerhaftigkeit des Materials und der dadurch bedingten kleineren Unterhaltungskosten, sowie — wenn man von den Betoneisen-Konstruktionen absieht — den Vorteil grösserer Massivität, bezw. eines grösseren Gewichtes, wodurch sie mehr geeignet sind, dem Wind- und Wellendruck wiederstehen zu können als Eisenkonstruktionen. Sie haben aber den Nachteil, dass sie infolge ihres grösseren Gewichtes den Grund mehr belasten und dadurch oft ein stärkeres, bezw. kostspieligeres Fundament erfordern, nebstdem sonst auch unter gewöhnlichen Verhältnissen die Steinbauten im allgemeinen grössere Anlagekosten bedingen als Eisenkonstruktionen. Es kann aber — abgesehen von solchen Fällen, wo bei starken Angriffen durch die Wellen ein massiver Bau auf jeden Fall erforderlich ist — bei günstigen Verhältnissen der Preisunterschied zwischen einem Eisen- und einem Steinbau oft so klein sein, dass er von den Vorteilen des letzteren aufgewogen wird, und werden daher die Leuchttürme auch ausser dem Bereich der Wellen oft aus Mauerwerk ausgeführt.

Die gemauerten Leuchttürme bestehen aus einem cylindrischen, konischen oder pyramidenförmigen hohlen Mauerkörper, welcher im Inneren die Treppe für den Aufstieg enthält und oberst die Laterne mit dem Leuchtapparat nebst der unter demselben gelegenen Wärterkammer trägt. Bei Drehfeuern befindet sich zwischen der Laterne und dem Wärterzimmer ein besonderer Raum für den Drehapparat und in der Achse des Turmes ein gemauertes Rohr für das Gewicht. Bei Türmen, welche im Bereich der Wellen liegen, wird der unter dem Wärterzimmer befindliche Raum zu Wohnräumen eingerichtet.

Dem Äusseren nach erhalten die gemauerten Leuchttürme eine sehr mannigfaltige architektonische Ausstattung.

Taf. 36, Fig. 2—2a. Kleiner Leuchtturm aus Ziegelmauerwerk mit festem Feuer auf Schleimünde. Für den Aufstieg dient eine eiserne Treppe (ZfB. 1886, S. 311).

» Fig. 3—4b. Grössere Leuchttürme aus Ziegelmauerwerk, bezw. auf Aurum und Borkum an der deutschen Küste. Dieselben haben gemauerte Fundamente, mit unmittelbarer Gründung auf den festen Erdboden, und haben beide in der Achse ein gemauertes Rohr für das Gewicht des Drehfeuers, welches Rohr zugleich zur Stützung der Stufen der Wendeltreppe dient. Dem Ässeren nach bestehen diese Türme aus einem abgestutzten Kegel, welcher beim zweiten Beispiel entsprechend Fig. 4a & 4b im unteren Teil in eine achtseitige abgestumpfte Pyramide übergeht. Dieser Turm dürfte, bei seiner beträchtlichen Höhe von etwa 55 m vom Erdboden bis Mitte Feuer, der höchste gemauerte Leuchtturm sein (ZfB. 1886, S. 311—HdI.).

» Fig. 5. Gemauerter Leuchtturm mit Betonfundament auf Pfählen

im Hafen von Tunis. In diesem Hafen befindet sich auch ein ebenso gegründeter eiserner Leuchtturm (NA. 1894, Pl. 25).

Taf. 36, Fig. 6—13. Typen finnischer gemauerter Leuchttürme. Von den etwa 24 Leuchttürmen welche an den Küsten Finnlands als Hauptmarken fungieren, bestehen etwa 16 aus Mauerwerk, und zeigen die hier dargestellten einige bei denselben vorkommenden charakteristischen Formen. Deren Höhe bis Mitte Feuer beträgt bei Fig. 6 (Porkala bei Helsingfors) 32,2 m, Fig. 7 (Skälskär auf Åland) 30,9 m, Fig. 8 (Säbbskär bei Wasa) 30,7 m, Fig. 9 (Söderskär bei Helsingfors) 30,2 m, Fig. 10 (Skälgrund bei Wasa) 25,5 m, Fig. 11 (Hanhipaasi, Ladoga) 24,6 m, Fig. 12 (Lågskär) 23,0 m und Fig. 13 (Märket) 14,2 m (Tkn. 1896).

» Fig. 14. Amerikanischer Leuchtturm auf dem Stannard-Felsen am Oberen See, erbaut 1877—1882. Derselbe besteht aus einem im offenen Wasser innerhalb eines cylindrischen Blechmantels auf Felsboden gegründeten, bis zu 7 m Höhe über der Wasserfläche emporgeführten Betonfundament von 10 ½ m Höhe und 20 m Durchmesser und einem Aufbau aus Quadermauerwerk von 23 m Höhe. Die Ausführung des Fundaments geschah innerhalb eines ringsum ausgeführten Fangedammes aus Steinkisten, zum Schutz gegen die Wellen. Innerhalb dieser Umschliessung wurde ein Blechmantel aufgestellt, dessen untere Kante der Form der Felssohle genau angepasst und an der Aussenseite mit Beton in Säcken abgedichtet wurde. Sodann wurde der Cylinder, unter gleichzeitiger Absteifung durch hölzerne Streben, ausgepumpt und mit Stampfbeton ausgefüllt. Dieser Unterbau soll nicht nur dem Wellenschlag, sondern auch dem hier häufig auftretenden Treibeis widerstehen können (CBl. 1883).

» Fig. 15—15a. Leuchtturm von Eddystone. Dieser auf einem Felsenriff im Englischen Kanal, 22 km südlich von Plymouth gelegene Leuchtturm bestand ursprünglich aus einem im Jahre 1696 ausgeführten Holzbau, welcher 1703 mitsamt den Wärtern von einem Orkan verschlungen wurde, während der darauf 1706—1708 erbaute, gleichfalls hölzerne Turm 1755 ein Raub der Flammen wurde. Es wurde dann 1756—59 von John Smeaton der in Fig. 15—15a links ersichtliche massive Turm von 21,94 m Höhe, von der Hochwasserfläche bis Mitte Feuer, erbaut. Derselbe bestand aus Quadermauerwerk von besonders starker Konstruktion, indem sowohl die Quader in jeder Schicht unter einander durch eiserne Klammern, als auch die Schichten mittels steinerner Dübel gegenseitig verankert wurden. Hierdurch sollte sowohl während der Ausführung, vor der Belastung durch das darüber liegende Mauerwerk, ein Verschieben der Quaderschichten durch den Wellendruck vermieden, als auch für den fertigen Turm ein möglichst grosser Widerstand erreicht werden (Fig. 15a).

Während sich aber dieses Bauwerk selbst als genügend stark erwiesen hatte, um den stärksten Angriffen der Wellen widerstehen zu können, so war dies nicht der Fall mit dem dasselbe tragenden Felsen, indem derselbe im Laufe der Zeit von den Wellen unterwühlt wurde. Solange die schadhaften Stellen *A* (Fig. 15a) nur über der Niederwasserfläche auftraten, wurden dieselben durch Ausmauern beseitigt, als sich aber die Unterwühlung *B* allmählich auch unter der Niederwasserfläche geltend machte und dadurch der Turm einzustürzen drohte, wurde 1878—1882 in dessen Nähe (Fig. 15 rechts) von J. N. Douglas der im folgenden beschriebene stattliche Turm von 40,24 m Höhe von der Hochwasserfläche bis Mitte Feuer erbaut.

Taf. 37, Fig. 1—1a. Neuer Leuchtturm von Eddystone. Derselbe ist aus Granit-Quadersteinen ausgeführt, die, wie aus den beiden Figuren zu ersehen, sowohl in horizontaler als auch in vertikaler Richtung mit schwalbenschwanzförmigen Zapfen in einander greifen. Die Ausführung des im Bereich des Flutwassers stehenden Fundaments geschah im Schutz eines Betonfangedammes *ab*, wovon an den Stellen wo der Aufstieg stattfindet, der obere Teil *b* später abgetragen wurde. Die Ausführung des Mauerwerks geschah in der aus Taf. 36, Fig. 15 ersichtlichen Weise,

wobei also in der Achse des Turmes ein Drehkran angebracht war, und zu demselben die Bsumaterialien mittels einer Seilbahn von einem in der Nähe verankerten Schiff aus transportiert wurden.

Im Inneren enthält der Turm unterst eine Wassercisterne A und neun durch gewölbte Decken geschiedene Stockwerke, welche als Wohnräume für die Wärter etc. dienen. K ist ein Aufzug in Form eines vom Raume E hinausgeschobenen Balkens mit einer Rolle am äussersten Ende, womit die Bedürfnisse für die Wärter etc. emporgezogen und in den darunter befindlichen Raum D hereingeholt werden. Der Aufstieg zum untersten Stockwerk B geschieht längs der Steigeleitern LL_1.

Der Turm ist mit doppeltem Drehfeuer und mit einem akkustischen Signalapparat versehen. Letzterer besteht aus Glocken, welche vor das Kronengesims hinausgehängt sind, und durch Hämmer angeschlagen werden, deren Bewegung durch das Uhrwerk des Leuchtapparates geschieht (ZfB. 1887—Eng. 1878, 1879, 1881).

Taf. 37, Fig. 2—2 c. Leuchtturm aus Betoneisen in Nikolajew am Bug. Dieses eigenartige Bauwerk besteht aus einer von unten nach oben in einer geschlungenen Linie sich allmählich verjüngenden Röhre, in Form eines dünnen Betonmantels mit eingelegtem Eisengerippe, welche Röhre sich unten an ein in der äusseren Umfassung gleichfalls aus armiertem Beton bestehendes, im Inneren aber, als Gegengewicht gegen Umkippen durch den Winddruck, mit Kies gefülltes Fundament anschliesst. Über dieser Röhre, welche sich 33 m hoch über der Erdoberfläche erhebt, und am unteren und oberen Ende einen äusseren Durchmesser von bezw. 6,3 m und 2,0 m, sowie eine Wanddicke von bezw. 20 cm und 10 cm hat, erhebt sich eine von Betoneisen-Konsolen getragene cylindrische Kammer von 4,3 m innerem Durchmesser, 3,0 m Höhe und 8 cm Wanddicke. Über der Kammer befindet sich die gleichfalls aus Betoneisen bestehende Laterne von 2,5 m innerem Durchmesser, 4,2 m Gesamthöhe und 7,5 cm Wanddicke. Die Gesamthöhe des Turmes von der Erdoberfläche bis zum Scheitel des Laternenhelms beträgt 40,3 m. Das Fundament erhebt sich um 0,7 m über der Erdoberfläche und beträgt dessen Gesamthöhe 3,2 m. Für den Aufstieg dient eine freitragende Wendeltreppe, deren Stufen aus je einer lotrechten und wagrechten, mit dem Gerippe des Turmmantels verankerten Betoneisenplatte von bezw. 4 cm und 2,5 cm Dicke besteht (Fig. 2—2 a).

Das Gerippe des Turmmantels besteht aus in der Richtung der Turmachse laufenden parallelen Rundeisenstäben von 2,3 cm Dicke, die in ihren Abmessungen und Verbindungen derart angeordnet sind, dass sie selbständig, ohne Hilfe des Betons, den Angriffen der äusseren Kräfte zu widerstehen vermögen. Die Anzahl dieser Stäbe ist in den verschiedenen Querschnitten des Mantels verschieden, und zwar: bis zur Höhe von 11,3 m über der oberen Kante des Sockels 71 Stäbe, von da bis zur Höhe von 16,8 m — 65 Stäbe, bis zur Höhe von 22,3 m — 47 Stäbe und im letzten Abschnitte 32 Stäbe. Dieselben befinden sich in einer Entfernung von 3 cm von der Aussenfläche des Turmmantels. Deren Stösse sind in der Art gegen einander versetzt, dass von denselben je zwei benachbarte nirgends in ein und denselben Querschnitt zusammenfallen. Die Anordnung dieser Stösse ist aus Fig. 2 b—2 c zu ersehen. Es sind hier die Stäbe um das 30 fache ihres Durchmessers an einander vorbeigeführt, mit geglühtem Bindedraht mit einander verbnnden und an den Enden rechtwinklig zu einem Haken abgebogen. Ferner sind am unteren Ende des oberen der zu stossenden Stäbe oberhalb und unterhalb des Hakens zwei nach der Rundung des Turmmantels gebogene 1,9 cm starke Rundstäbe von solcher Länge eingelegt, dass sie einen oder zwei der benachbarten Langstäbe des Gerippes umfassen. Die Enden dieser Hilfsstäbe sind schwalbenschwanzförmig gespalten (Fig. 2 c).

Um dem ganzen Gerippe grössere Festigkeit zu verleihen, und die richtige Verteilung der inneren Beanspruchungen auf die einzelnen Teile zu erzielen, sind in

der ganzen Höhe des Turmes noch besondere Querverbindungen angebracht, bestehend aus einer inneren und einer äusseren Reihe von 1 cm starken Rundstabringen, von denen sich die inneren in gegenseitigen Entfernungen von 0,25 m und die äusseren in Entfernungen von 0,5 m befinden (Fig. 2 b). Die Stösse dieser Ringe sind aus Fig. 2 c zu ersehen. Ferner ist noch eine Anzahl wagrechter Ringe aus ⊔ - Eisen angebracht, die die senkrechten Stäbe während des Stampfens in unveränderter Lage zu erhalten bestimmt sind und zugleich den Turmmantel an denjenigen Stellen verstärken, wo er durch die Fensteröffnungen geschwächt ist.

Der Berechnung wurde ein Winddruck von 275 kg/qm zugrunde gelegt und mit Rücksicht auf die runde Form des Turmes $^2/_3$ der Ansichtsfläche desselben als Druckfläche angenommen. Dem durch diesen Druck bedingten Drehmoment wird gegen Umkippen durch ein 4 mal so grosses Drehmoment des Eigengewichtes entgegengegewirkt. Für die Berechnung des Flusseisengerippes wurde eine grösste Inanspruchnahme des Materials von 1000 kg/qcm angenommen. Die Kosten des Bauwerks wurden zu 26 500 Rmk berechnet, dem, gegenüber einem Turm aus Ziegelmauerwerk, eine Ersparnis von 38 % und gegenüber einer Eisenkonstruktion eine solche von 42 % entsprochen haben soll (CBl. 1903, S. 556, 577).

3. Schwimmende Tagesmarken.

Diese Schiffahrtszeichen dienen zur Bezeichnung von Untiefen und des Fahrwassers. Sie bestehen in der einfachsten Form, als s. g. Treibbaken, aus einer hölzernen Stange, der zum aufrechten Schwimmen ein Stein angehängt ist, und die entweder ohne Abzeichen oder mit solchen in Form von Fahnen, Besen, Körben u. s. w. versehen sind. Ferner gehören hierher die Fahrwassertonnen oder Bojen, d. i. Blechtonnen von stumpfer, birn-, kegel-, kugel-, fassförmiger oder cylindrischer, spitzer, oder stangenförmiger Beschaffenheit (letztere Spierentonnen), ohne oder mit Abzeichen in Form von Kugeln, Würfeln etc. (Bakentonnen). Dieselben werden nach der Grösse in verschiedene Klassen eingeteilt und erhalten verschiedene Formen und Farben, je nachdem sie sich auf der Steuerbord- oder Backbordseite befinden (z. B. stumpf und rot auf der ersteren, spitz und schwarz auf der letzteren Seite), nebstdem sie oft von der Seeseite nach binnen mit laufenden Nummern (die geraden auf der einen, die ungeraden auf der anderen Seite), oder mit Buchstaben, oder mit dem Namen der etwa gedeckten Sandbank etc. bezeichnet werden.

Die Fahrwassertonnen werden an doppelten Ankern, Erdschrauben, oder an versenkten Betonblöcken verankert. Sie werden auch zur Vertauung der Schiffe benutzt und werden zu dem Zweck mit einem Ring versehen. Um bei etwaigem Leckwerden ein Versinken zu vermeiden, werden die Tonnen durch wasserdichte Scheidewände in Abteilungen geschieden, die durch Mannlöcher zugänglich gemacht sind, und deren allfälliges Leckwasser von Zeit zu Zeit ausgepumpt wird.

Taf. 39, Fig. 3—10. Typen deutscher Fahrwassertonnen, gemäss der Verordnung vom Jahre 1887, und zwar sind: Fig. 3 Bakentonne, Fig. 4 & 5 stumpfe

Tonnen, Fig. 6 Kugeltonne, Fig. 7 Fasstonne, Fig. 8 & 9 spitze Tonnen, Fig. 10 Spierentonne (CBl. 1887, S. 341).

Taf. 39, Fig. 11. Bakentonne im Hafen von Kolberg, mit Verankerung an einem versenkten Steinblock. Dieselbe ist in Gemässheit des Beschlusses des Bundesrates nom 7. Juli 1897, betreffend eine »einheitliche Bezeichnungsweise des Fahrwassers und der Untiefen in den deutschen Küstengewässern» angeordnet (ZfB. 1899, S. 264).

» Fig. 12. Cylindrische Tonne mit Erdschraubenverankerung im Hafen von Tunis (NA. 1894, Pl. 23—24).

» Fig. 13—17. Bojen und Bakentonnen in österreichischen Fahrwassern (Frdm.).

4. Schwimmende Nachtmarken.

Zu diesen Seezeichen gehören die s. g. Leuchttonnen oder Leuchtbojen und die Leuchtschiffe.

a. Leuchttonnen.

Diese sind Tonnen der vorgenannten Art, die gewöhnlich mit einem kleinen Fresnel'schen Leuchtapparat mit Pressgaslicht versehen sind, wofür die Tonne selbst als Gasbehälter dient, und die sich selbst überlassen ohne Wartung Tag und Nacht brennen.

Taf. 39, Fig. 18. Pintsch'sche Doppelconus-Leuchtboje für Pressgaslicht. Es sind solche Tonnen für 5, 7 1/2 und 10 cbm Pressgas in Gebrauch, denen eine Brenndauer von 2, 3 und 4 Monaten entspricht. Die hier dargestellte Form eignet sich besonders für grössere Flussläufe und bewegtere Gewässer mit mässigen Tiefen (ÖZ. 1902, S. 618).

b. Leuchtschiffe.

Die Leuchtschiffe oder Feuerschiffe sind verankerte Schiffe, welche an einem Mast, Gerüst, oder Turm ein Leuchtfeuer tragen. Zur Erzeugung des Lichtes wird entweder Petroleum oder Pressgas verwendet. Bei Benützung des letzteren sind in neuerer Zeit auch automatische Leuchtschiffe nach dem gleichen Prinzip wie die Leuchttonnen zur Anwendung gekommen. So wurde beispielsweise in letzterer Zeit an der englischen Küste bei Islay ein Leuchtschiff aufgestellt, welches mit einem Turm von 8 m Höhe versehen ist, dessen Leuchtapparat nur in längeren Zeiträumen nachgesehen wird. Das Schiff ist mit zwei grossen Behältern für Pressgas versehen, deren Inhalt für mehrere Monate ausreicht. Das Schiff ist zugleich mit einer Glocke versehen, die durch die Wirkung des Gasdruckes beim Übergang vom Behälter zum Leuchtapparat automatisch zum Läuten gebracht wird.

Um bei den Leuchtschiffen die Schwankungen des Turmes für die Funktion des Leuchtapparates unschädlich zu machen, wird derselbe an einem s. g.

Cardanischen Universalgelenke aufgehängt, wodurch der Apparat bei allen Lagen des Turmes die lotrechte Lage beibehält.

Taf. 39, Fig. 19—19 a. Leuchtschiff im Hafen von Genua, geliefert 1883 von der Pariser Firma Henry Lepaute. Das Fahrzeug besteht aus Holz und hat zur Verringerung der Schwankungen keinen Kiel. Der Turm besteht aus einem eisernen Gerüst, in dem die achteckige Laterne von 1,35 m Durchmesser zwischen Führungen aufgezogen wird, so dass die Bedienung derselben in einer Kammer am Fusse des Turmes im Schutz gegen Unwetter geschehen kann. Die am Scheitel des Turmes angebrachte Kugel dient als Tagesmarke (CBl. 1887, S. 118).

» Fig. 20. Leuchtschiff nächst der Insel Grado an der nördlichen Küste des Adriatischen Meeres. Das Schiff ist mit einem kleinen Dampfkessel D zum Betrieb eines Nebelhorns versehen (Frdm.).

» Fig. 21—21 a. Leuchtfeuer mit Cardanischem Universalgelenk beim Leuchtschiff der »Vestra banken« in Schweden, geliefert 1882 von Henry Lepaute in Paris (CBl. 1887, S. 118 — vergl. das neuere französische Feuerschiff »Snouw« mit in Cardanischem Gelenke aufgehängtem Drehfeuer, Zdl. 1900, II. S. 1524).

B. Hörbare Schiffahrtszeichen.

Nachdem die sichtbaren Schiffahrtszeichen bei Nebel den Dienst mehr oder weniger versagen, so werden an Stellen die viel von Nebeln beschwert sind hörbare Schiffahrtszeichen angewendet, welche aus Glocken, Gongons, Pfeifen, Hörnern, Sirenen oder Kanonen bestehen. Dieselben werden teils mit den sichtbaren Tages- und Nachtmarken vereinigt, teils unabhängig von denselben als selbständige feste Anlagen oder als schwimmende Vorrichtungen benutzt. Die Glocken werden entweder durch Maschinenkraft oder durch die Wellen zum Läuten gebracht, während bei Pfeifen, Hörnern und Sirenen die Töne durch Anwendung von Dampf, bei den Pfeifen auch durch die Bewegung des Wassers hervorgebracht werden. Zu den schwimmenden Schiffartszeichen dieser Art gehören die Glockentonnen und die Heultonnen.

Taf. 39, Fig. 22. Glockentonne (Glockenboje) mit Signalkugel, für deutsche Fahrwasser, gemäss der Verordnung vom Jahre 1887. Es sind dies Tonnen, die ein eisernes Gerüst mit einer Glocke tragen, welche entweder in gewöhnlicher Weise im Inneren einen Klöppel trägt, oder es sind, wie hier dargestellt, an der Aussenseite der Glocke drei bis vier Klöppel aufgehängt, die bei den durch die Wellenbewegungen hervorgebrachten Schwankungen der Tonne zum Anschlagen gebracht werden.

Diese Einrichtung hat den Nachteil, dass sie nur bei bewegtem Wasser in Tätigkeit tritt, während sie bei ruhiger Witterung, wobei gerade die meisten Nebel auftreten, nicht funktioniert. Diesen Nachteil hat die folgende Einrichtung in weit geringerem Grade (CBl. 1887, S. 141).

» Fig. 23—23 a. Selbsttätige Heultonne (Heulboje) von Courtenay. Diese zuerst im Jahre 1876 bei Sandy-Hook an der Einfahrt zum Hafen von New-York angewendete Tonne ist von einer 6 bis 8 m tief unter Wasser reichende Blechröhre von 0,7 m Durchmesser durchdrungen, welche oben etwa 0,4 m über dem gewöhnlichen Wasserspiegel durch einen wagrechten Blechboden in zwei Abteilungen geteilt ist. In diesen Boden münden zwei entsprechend Fig. 23 a unten

S-förmig gebogene, durch Kugelventile geschlossene, am oberen Ende der Tonne mit der Aussenluft in Verbindung stehende Röhren *RR*, und eine dritte Röhre *S*.

Dadurch, dass der Wasserspiegel im Inneren des Cylinders an der Bewegung der Wellen nicht teilnimmt, weil der Cylinder in solche Tiefe taucht, in der sich das Wellenspiel kaum noch fühlbar macht, wirkt das Wasser in demselben wie ein Kolben, durch den die oben unter dem Blechboden eingeschlossene Luft bald verdichtet, bald verdünnt wird. Verdünnt sich die Luft beim Emporsteigen der Tonne, so öffnen sich die Kugelventile der Röhren *R* und es strömt Luft von aussen in den Cylinder ein. Senkt sich dagegen die Tonne, so schliessen sich diese Ventile, die Luft im Cylinder wird zusammengedrückt, infolge dessen sich ein Ventil der Röhre *S* öffnet und die verdichtete Luft durch diese Röhre in den seitlichen, gleichsam als Windkessel dienenden Raum der Tonne eindringt, von wo eine Röhre ***M*** zu der am höchsten Punkt der Tonne befindlichen Pfeife aufsteigt. Diese Röhre ist bei *T* mit einem Ventil in Form eines Taucherkolbens von bestimmtem Gewicht geschlossen. Wird nun der Luftdruck in der Tonne so stark, dass er den Taucherkolben heben kann, so gelangt die gepresste Luft zur Pfeife und bringt diese zum Tönen. Mit der Abnahme des Luftdruckes im Tonnenraum sinkt der Taucherkolben wieder herab und schliesst die Ausströmungsöffnung, worauf das Spiel von neuem beginnt. *U* ist ein Steuerruder, um die Tonne in senkrechter Richtung zu den Wellen zu erhalten (ZfB. 1887, S. 451).

DER

WASSERBAU.

NACH DEN VORTRÄGEN,

GEHALTEN AM

FINNLÄNDISCHEN POLYTECHNISCHEN INSTITUTE IN HELSINGFORS

VON

M. STRUKEL,

PROFESSOR DER INGENIEURWISSENSCHAFTEN.

IV. TEIL,

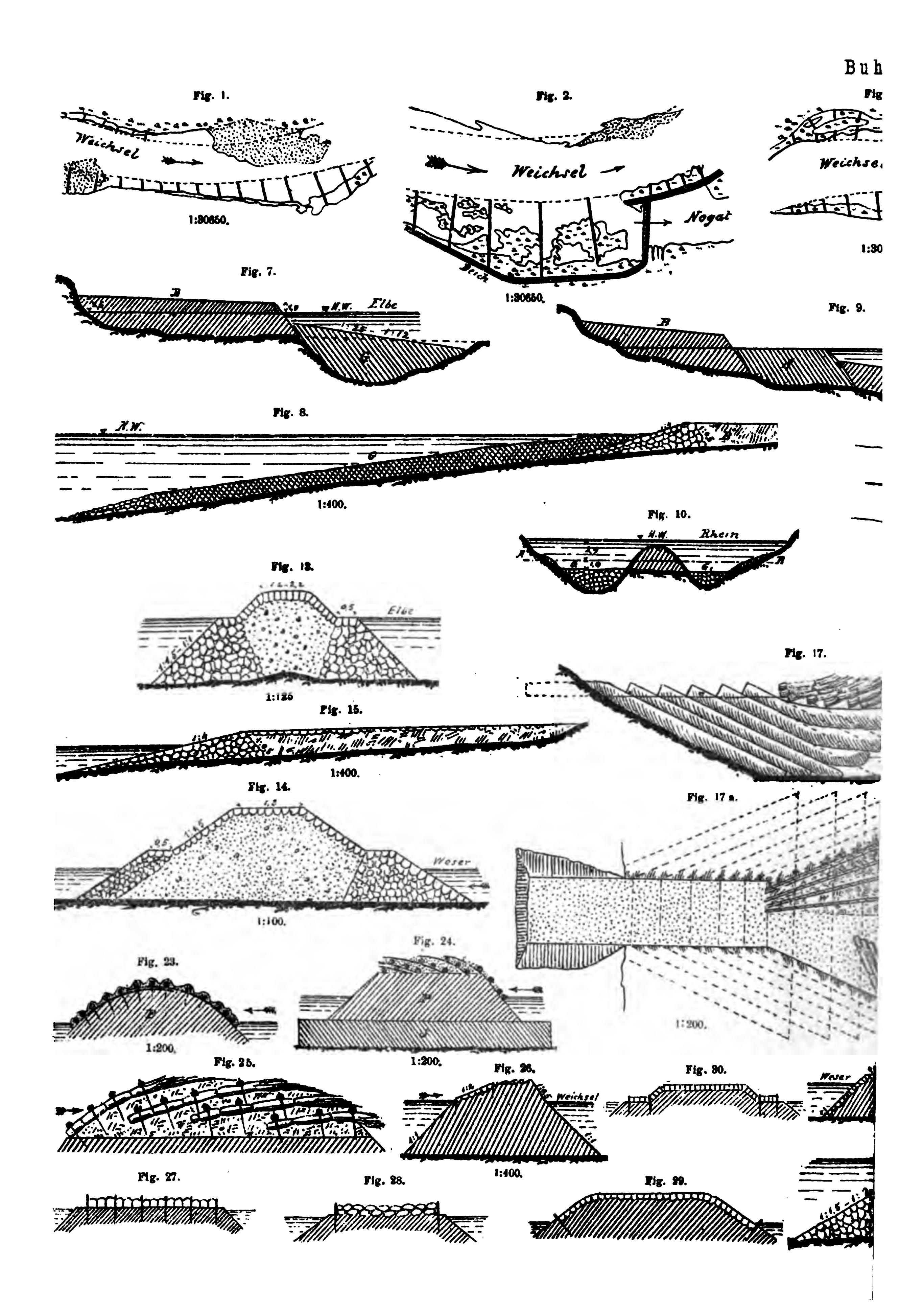
ATLAS.

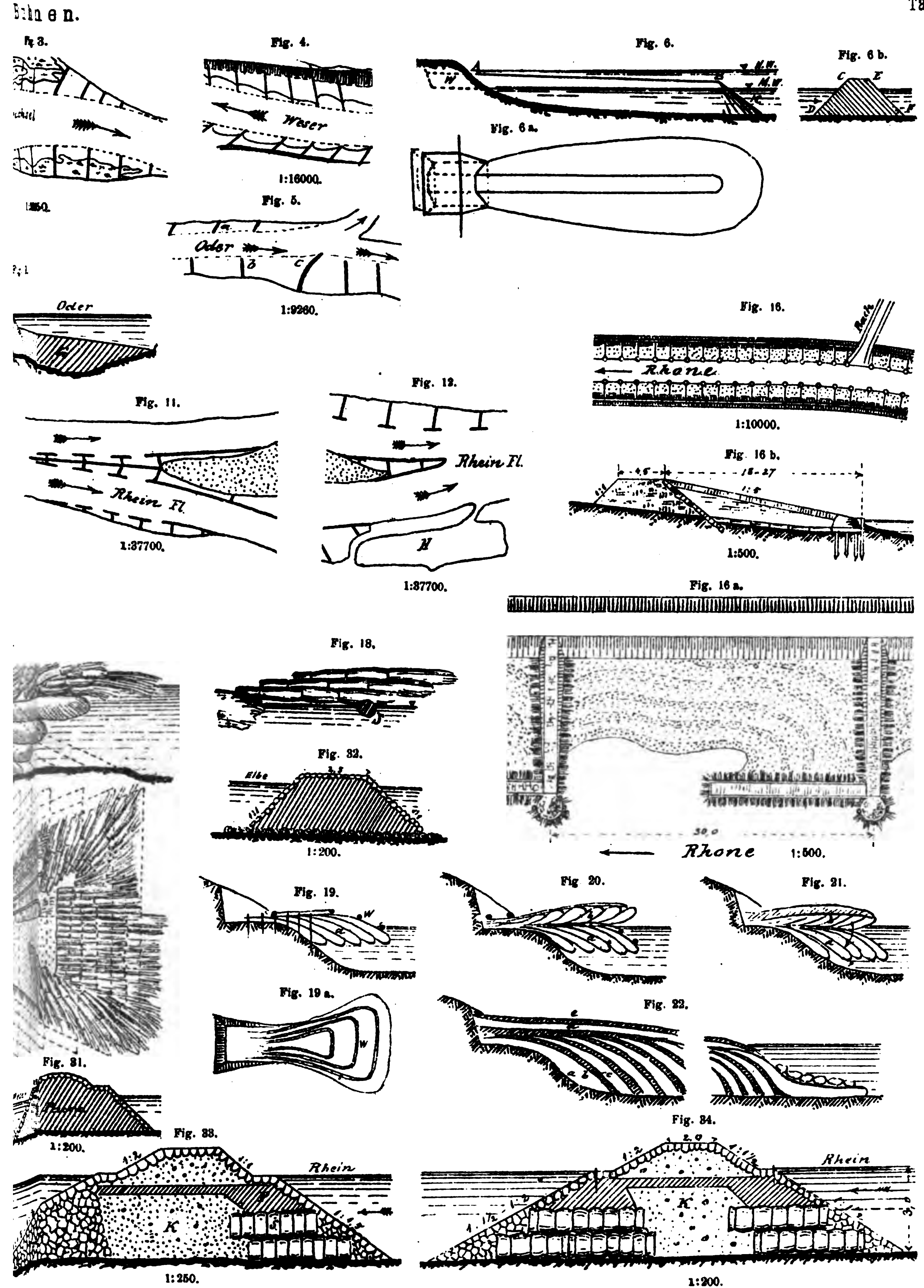
HELSINGFORS,
SÖDERSTRÖM & C:o.

LEIPZIG,
A. TWIETMEYER.

1904.

KUOPIO 1904,
GEDRUCKT BEI K. MALMSTRÖM.


Buh
Fig. 1.
Weichsel
1:30650.
Fig. 2.
Weichsel
Nogat
Deich
1:30650.
Weichsel
Fig. 7.
N.W.
Elbe
Fig. 9.
Fig. 8.
N.W.
1:400.
Fig. 10.
H.W.
Rhein
Fig. 13.
Elbe
1:125
Fig. 15.
1:400.
Fig. 17.
Fig. 14.
Weser
1:100.
Fig. 17 a.
1:200.
Fig. 23.
1:200.
Fig. 24.
1:200.
Fig. 25.
Fig. 26.
Weichsel
1:400.
Fig. 30.
Weser
Fig. 27.
Fig. 28.
Fig. 29.


Fig. 3.
Fig. 4.
Weser
1:16000.
Fig. 5.
Oder
1:9260.
Fig. 6.
M.W.
Fig. 6 b.
Fig. 6 a.
Oder
Fig. 11.
Rhein Fl.
1:37700.
Fig. 12.
Rhein Fl.
1:37700.
Fig. 16.
Rhone
1:10000.
Fig. 16 b.
1:500.
Fig. 16 a.
30,0
Rhone
1:500.
Fig. 18.
Fig. 32.
Elbe
1:200.
Fig. 19.
Fig. 20.
Fig. 21.
Fig. 19 a.
Fig. 22.
Fig. 31.
1:200.
Fig. 33.
Rhein
K
1:250.
Fig. 34.
2,0
Rhein
K
1:200.


LIBRARY
OF THE
UNIVERSITY
OF
CALIFORNIA

Bu

Fig. 1.

M.W

N.W.

Stromrichtung

30 m

1:540.

Fig. 2.

N.W.

4,3

1:200.

Fig 2a.

4,3

Fig. 8.

Künftige Sohle

Kiesschichte

1:5

Jetzige Flusssohle.

1:350.

Deich

Fig. 9.

1:500.

Fig 9

Fig. 10.

Fig. 11.

Fig. 12.

Fig. 13.

1:180.

Fig. 14.

1:200.

Fig. 15.

1:200.

Fig. 16.

1:200.

Fig. 17.

Leitwe

Fig 20.

Loire

1:5800.

Fig. 21.

Memel

1:20000.

Fig. 22.

Eger

Elbe

Fig 22a

N.W.

1:200.

Fig. 28.

M.W

N.R.P.

Faschinat

1:150.

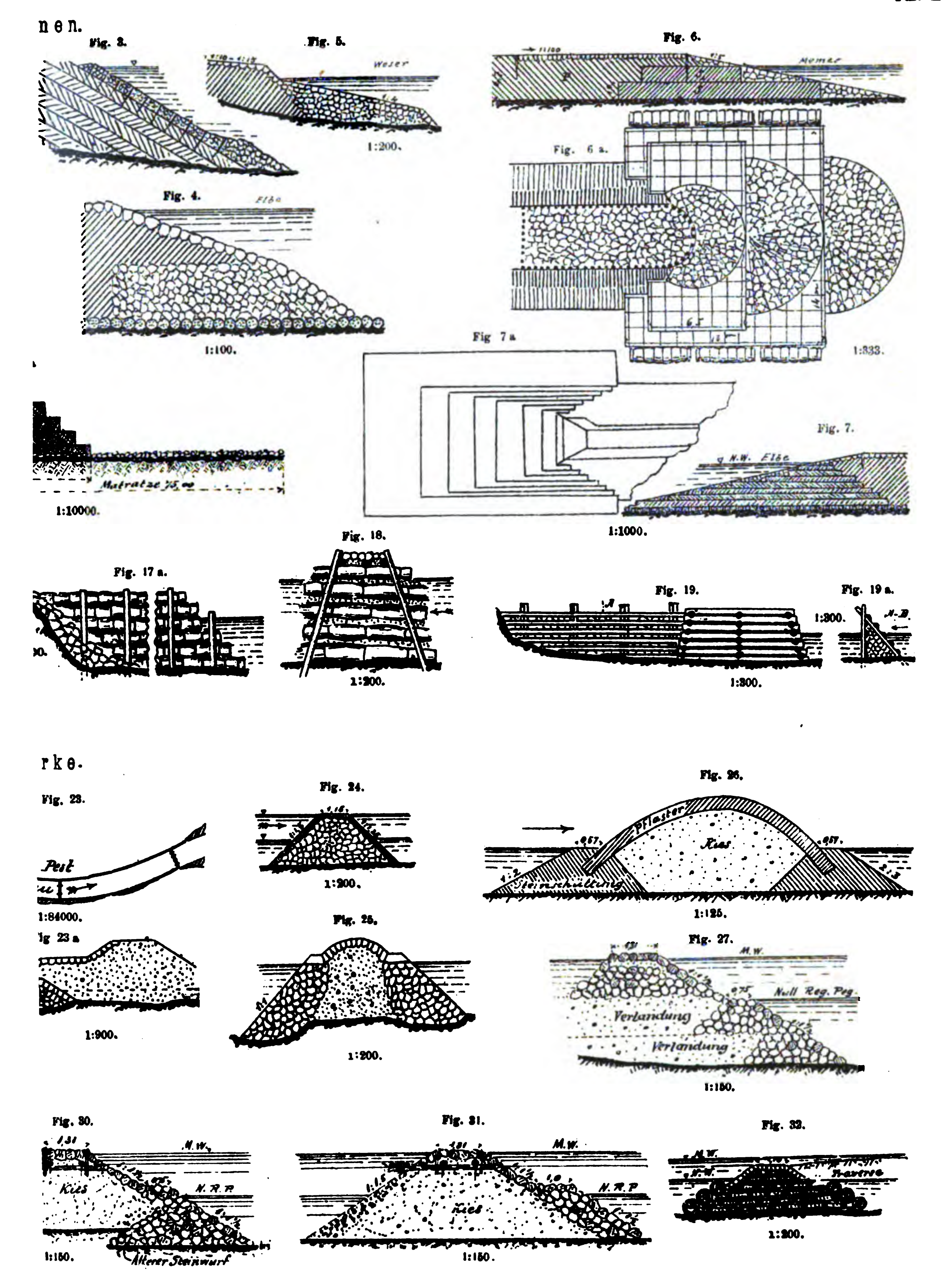
Fig. 29.

M.W

Null Reg. Peg.

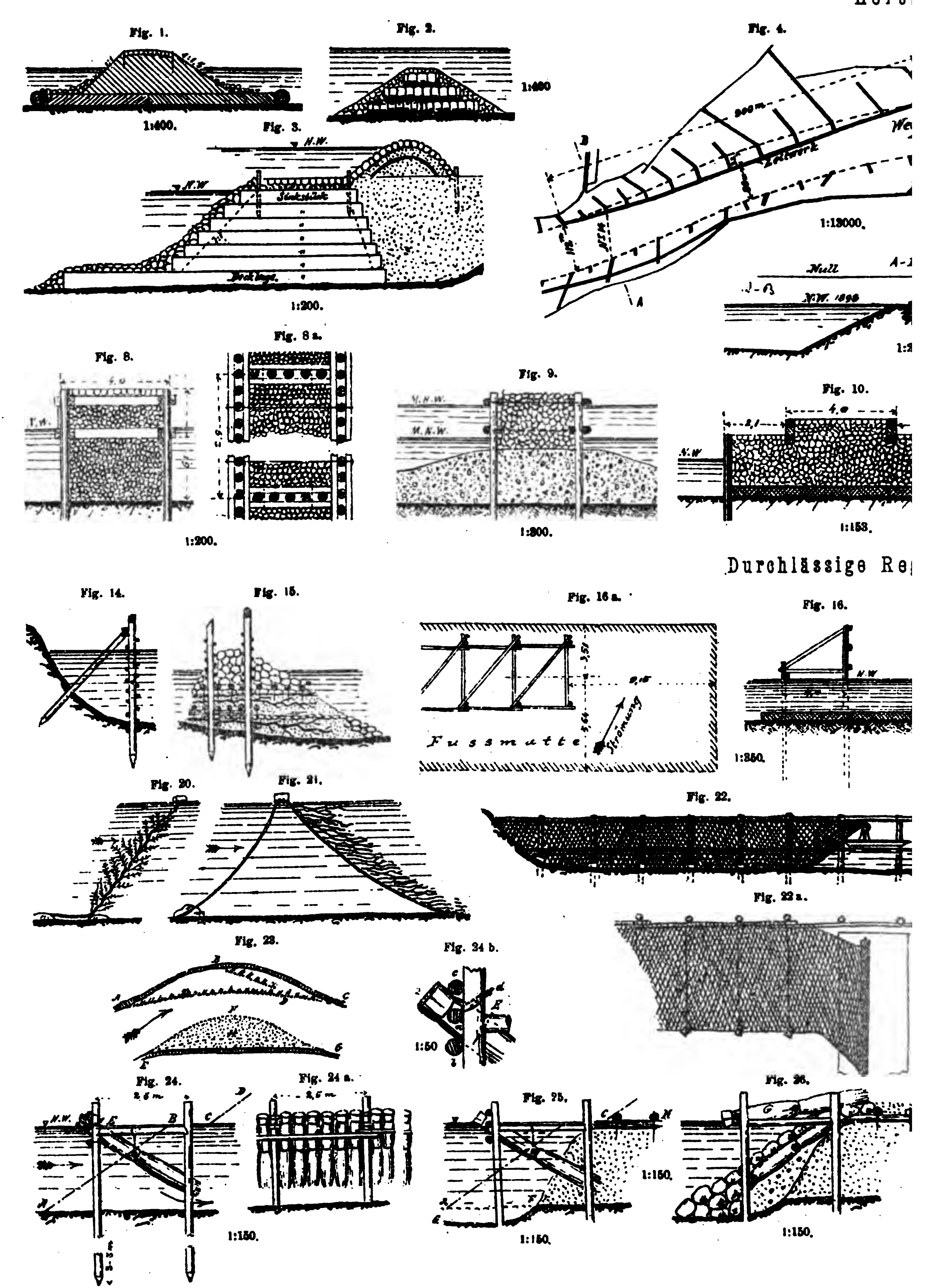
Faschinat

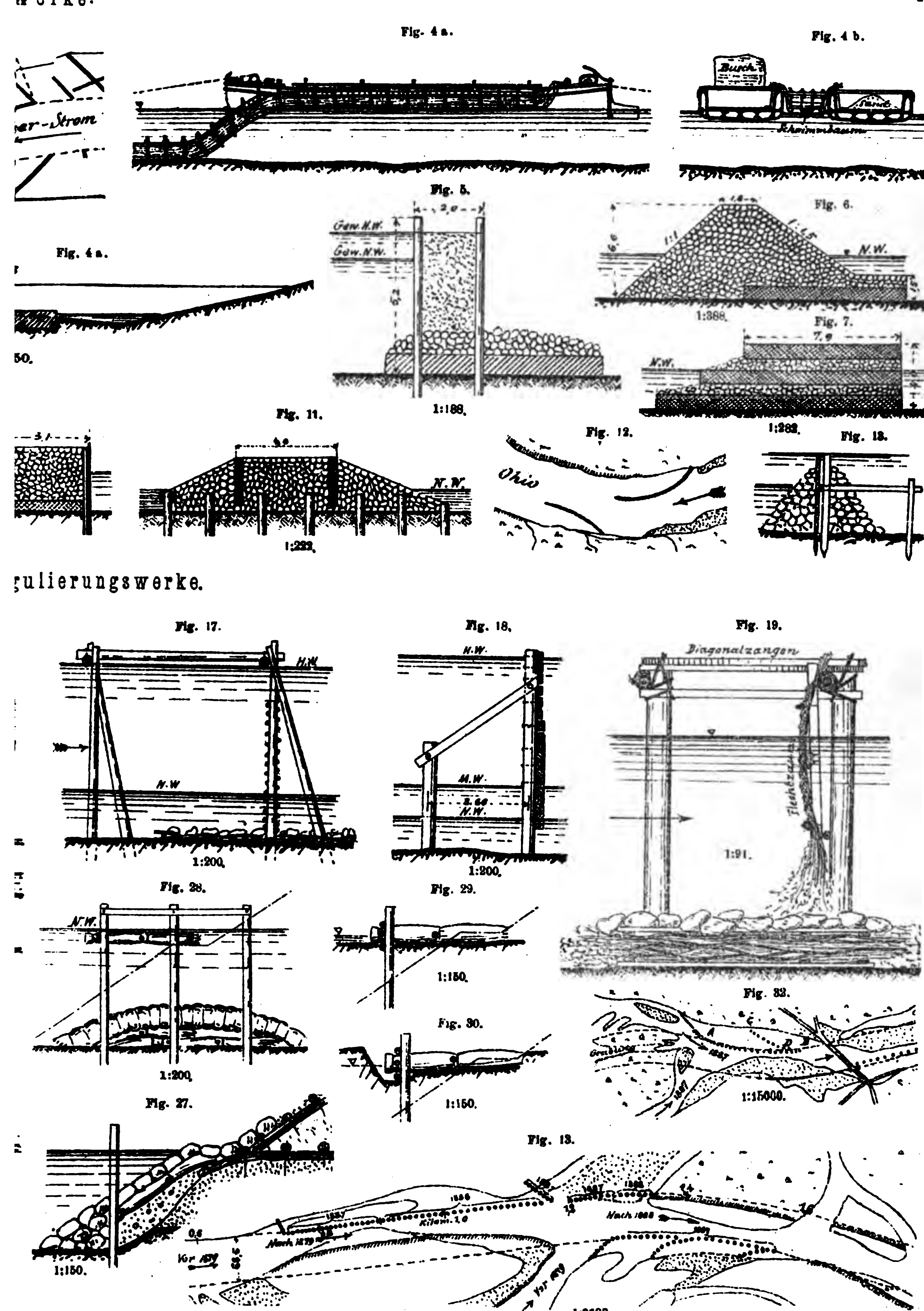
1:150.


nen.
Fig. 3.
Fig. 5.
Weser
1:200.
Fig. 6.
Memel
Fig. 6 a.
1:333.
Fig. 4.
Elbe
1:100.
Fig 7 a
Matratze
1:10000.
Fig. 7.
N.W. Elbe
1:1000.
Fig. 17 a.
Fig. 18.
1:200.
Fig. 19.
Fig. 19 a.
1:300.
1:300.
rke.
Fig. 23.
Pest
1:84000.
Fig. 24.
1:200.
Fig. 26.
Pflaster
Kies
Steinschüttung
1:125.
Fig 23 a
1:900.
Fig. 25.
1:200.
Fig. 27.
M.W.
Null Reg. Peg.
Verlandung
Verlandung
1:150.
Fig. 30.
M.W.
Kies
N.R.P
Älterer Steinwurf
1:150.
Fig. 31.
M.W.
N.R.P
Kies
1:150.
Fig. 32.
M.W.
N.W.
Traverse
1:200.

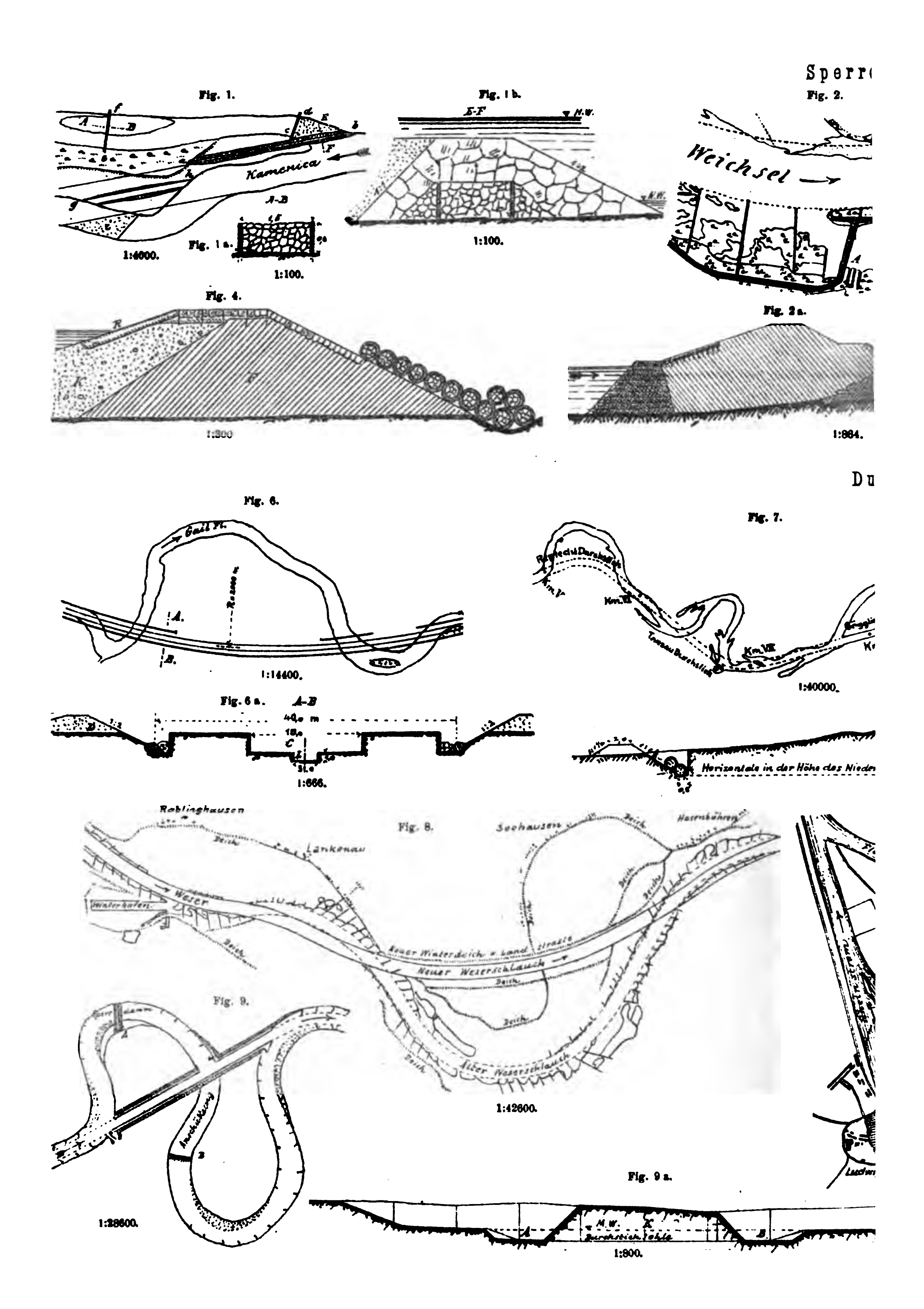

UNIVERSITY
OF
CALIFORNIA


OF THE
UNIVERSITY
OF
CALIFORNIA


Fig. 1.
1:400.
Fig. 2.
1:400
Fig. 3.
N.W.
Sinkstück
Decklage
1:200.
Fig. 4.
Leitwerk
1:13000.
Null
N.W. 1898
Fig. 8.
1:200.
Fig. 8 a.
Fig. 9.
1:300.
Fig. 10.
1:153.
Durchlässige Re
Fig. 14.
Fig. 15.
Fig. 16 a.
Fussmatte
Strömung
Fig. 16.
1:350.
Fig. 20.
Fig. 21.
Fig. 22.
Fig. 22 a.
Fig. 23.
Fig. 24 b.
1:50
Fig. 24.
Fig. 24 a.
1:150.
Fig. 25.
1:150.
Fig. 26.
1:150.

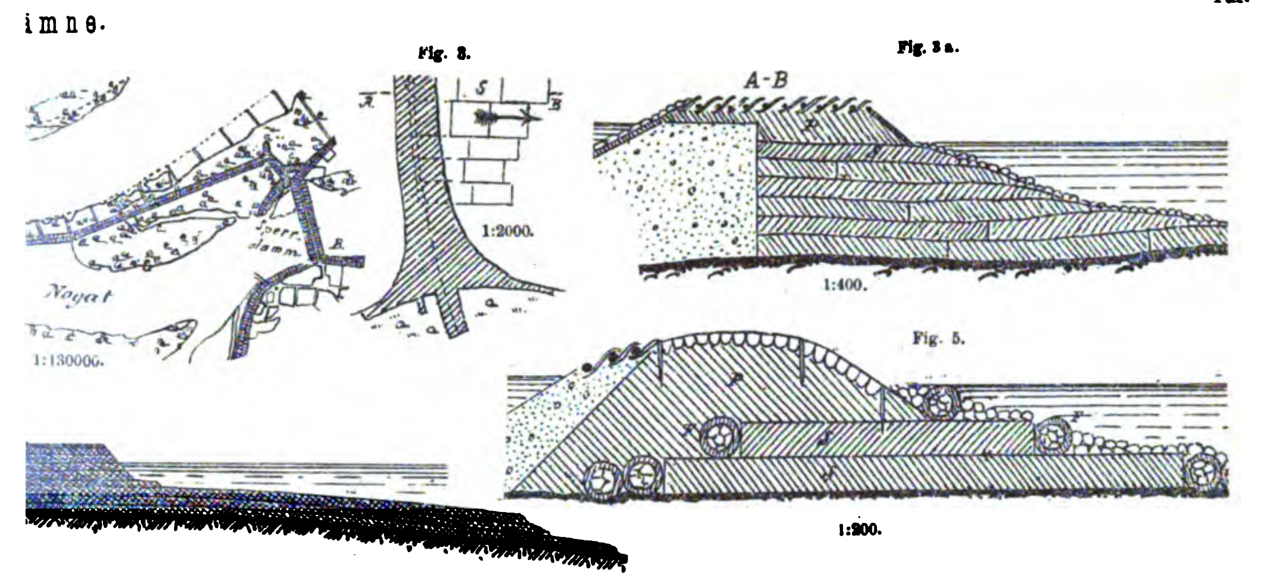

Fig. 4 a.
Fig. 4 b.
Busch
Fig. 4 a.
50.
Fig. 5.
Gew. H.W.
Gew. N.W.
1:188.
Fig. 6.
N.W.
1:388.
Fig. 7.
N.W.
1:282.
Fig. 11.
N.W.
1:222.
Fig. 12.
Ohio
Fig. 13.
gulierungswerke.
Fig. 17.
H.W.
N.W.
1:200.
Fig. 18.
H.W.
M.W.
N.W.
1:200.
Fig. 19.
Diagonalzangen
1:91.
Fig. 28.
N.W.
1:200.
Fig. 29.
1:150.
Fig. 30.
1:150.
Fig. 32.
1:15000.
Fig. 27.
1:150.
Fig. 13.
Nach 1888
Nach 1879
Vor 1879
1:9100.


LIBRARY
OF THE
UNIVERSITY
OF
CALIFORNIA


Sperr
Fig. 1.
Kamenica
1:4000.
Fig. 1a.
1:100.
Fig. 1b.
1:100.
Fig. 2.
Weichsel
Fig. 4.
1:300
Fig. 2a.
1:864.
Du
Fig. 6.
Gail Fl.
1:14400.
Fig. 7.
1:40000.
Fig. 6a. A-B
40,0 m
1:666.
Horizontale in der Höhe des Nieder
Rablinghausen
Fig. 8.
Seehausen
Lankenau
Weser
Winterhafen
Neuer Winterdeich = Landstrasse
Neuer Weserschlauch
Alter Weserschlauch
Deich
1:42600.
Fig. 9.
1:28600.
Fig. 9a.
M.W.
Durchstichsohle
1:800.

Taf. 4.

imne.



chstiche.

Fig. 7 a.

Durchstich
Km IX nach Ulm
Dorf Gögglingen

Fig. 7 b.

Verlandungs-Oeffnung
Alter Lauf
Neuer Lauf
Durchstich
Altwasser

7,00
am Auslauf des Durchstiches

1:400.

Fig. 7 c.

1:200.

Fig. 10.

Alter Rhein
Mannheim

1:100000.

Fig. 11.

Floridsdorf
Altes Donau-Bett
Inundations Gebiet
Donaubett
Donau Kanal
K. K. Augarten

1:130000.


UNIVERSITY
OF
CALIFORNIA


UNIVERSITY
OF
CALIFORNIA

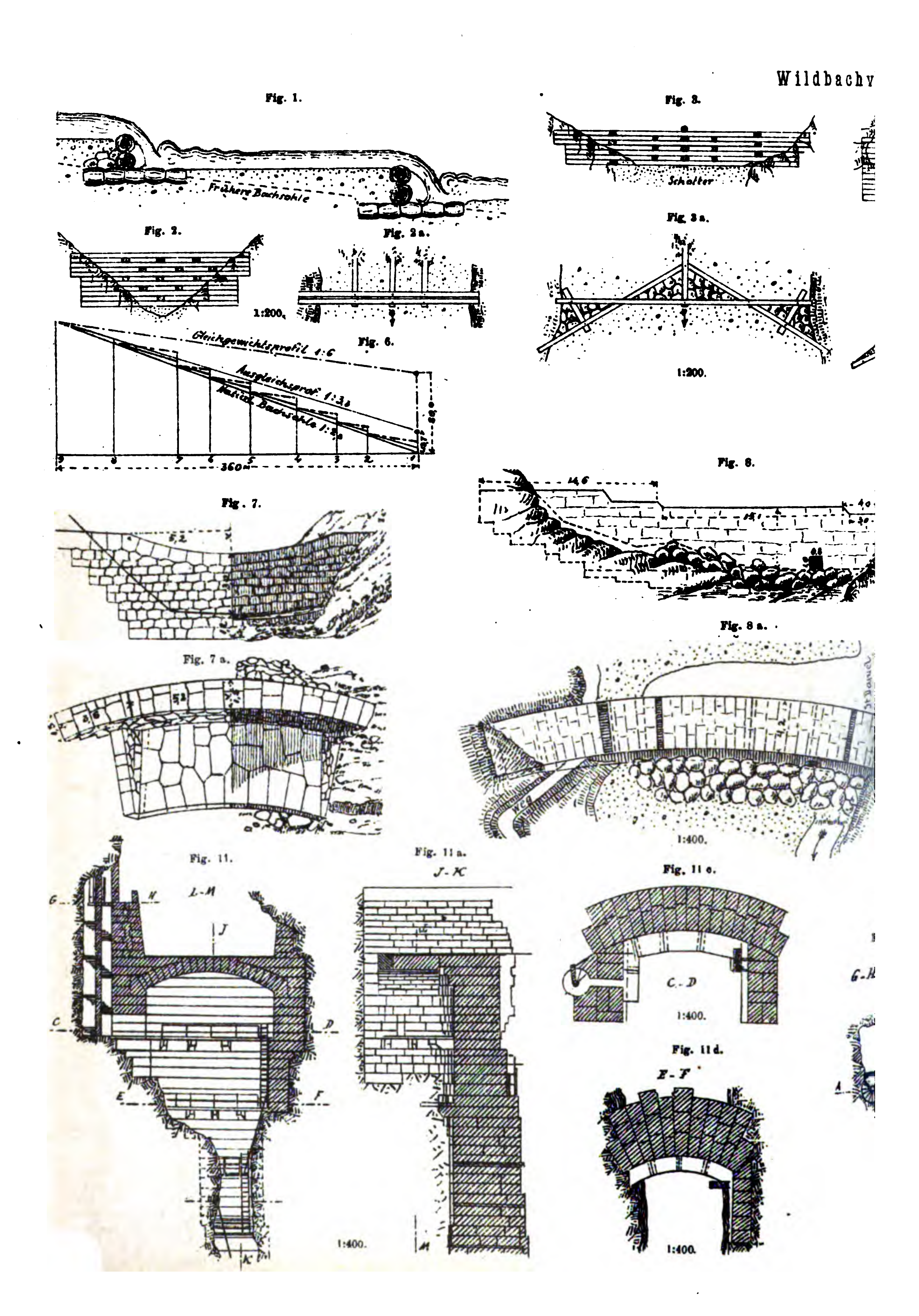

Fig. 1.
Frühere Bachsohle
Fig. 2.
Fig. 2a.
1:200.
Fig. 3.
Schotter
Fig. 3a.
1:200.
Fig. 6.
Gleichgewichtsprofil 1:6
Ausgleichsprof. 1:3
Natürl. Bachsohle 1:2
360m
Fig. 7.
Fig. 7a.
Fig. 8.
Fig. 8a.
1:400.
Fig. 11.
L-M
Fig. 11a.
J-K
Fig. 11c.
C-D
1:400.
Fig. 11d.
E-F
1:400.
1:400.

Fig. 4.

Fig. 4a.

1:200.

Fig. 5.

Fig. 5a.

1:200.

Fig. 8 c.

1:37500.

Fig. 9.

1:400.

Fig. 8 b.

1:400.

Fig. 10.

1:400.

Fig. 12.

1:1000.

g. 11. e.

1:400.

Fig. 12 a.

1:500.

Fig. 12 b.

1:500.


THE
UNIVERSITY
OF
CALIFORNIA

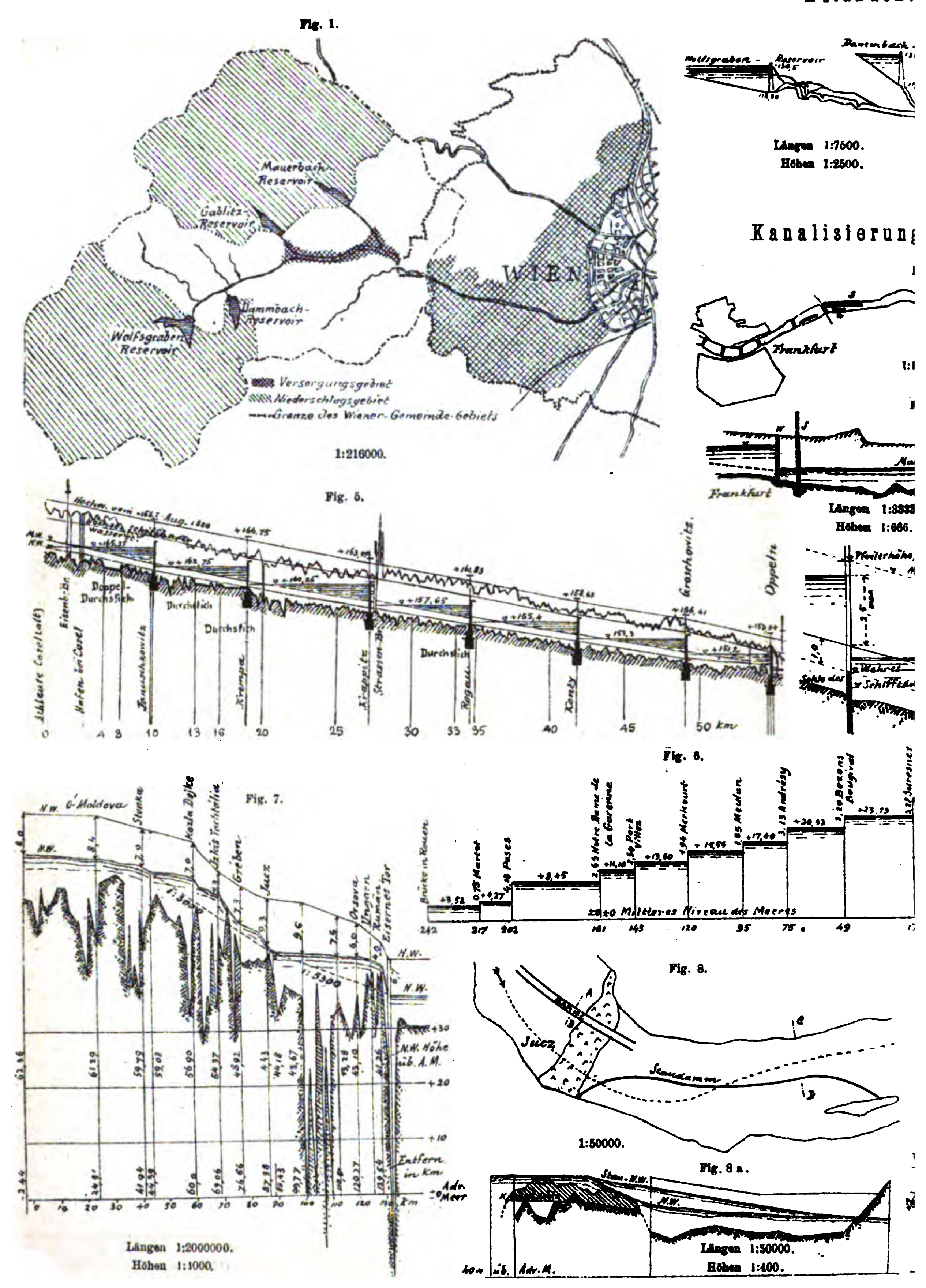

Wildbachv
Kanalisierun
Fig. 1.
Mauerbach-Reservoir
Gablitz-Reservoir
Dammbach-Reservoir
Wolfsgraben-Reservoir
WIEN
Versorgungsgebiet
Niederschlagsgebiet
Grenze des Wiener-Gemeinde-Gebiets
1:216000.
Längen 1:7500.
Höhen 1:2500.
Frankfurt
Längen 1:3333
Höhen 1:666.
Fig. 5.
Doppel-Durchstich
Durchstich
Oppeln
50 km
Fig. 6.
±0 Mittleres Niveau des Meeres
Fig. 7.
Längen 1:2000000.
Höhen 1:1000.
Fig. 8.
Jucz
Staudamm
1:50000.
Fig. 8 a.
Längen 1:50000.
Höhen 1:400.

Fig. 1a.

Fig. 2a.

Fig. 2.

Projektierte Erhöhung

der Flüsse.

Fig. 3.

13333.

Fig. 3a.

Fig. 4.

Schleuse

Festes Wehr

Main

1:460

Fig. 2c.

1:400.

Fig. 5a.

Oberwasser

Unterwasser

Ideale Sohle

Fig. 5b.

Die Oder

Schiffsdurchlass

1:8333.

Fig. 8b.

C-D

Gestautes N.W.

Längen 1:40000.

Höhen 1:400.

Fig. 8c.

A-B

Längen 1:40000

Höhen 1:400

Fig. 9.

Trassirter Schiffahrtsweg

Donau

Prigrada

Eisernes Tor

Kanal

1:50000

Fig. 9a.

UNGARN

RUMÄNIEN

SERBIEN

Ada Kaleh

Orsova

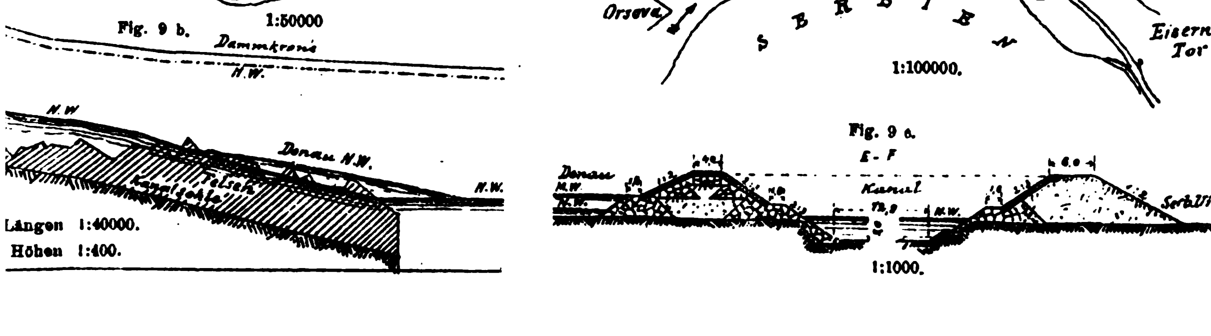
Eisernes Tor

1:100000.

Fig. 9b.

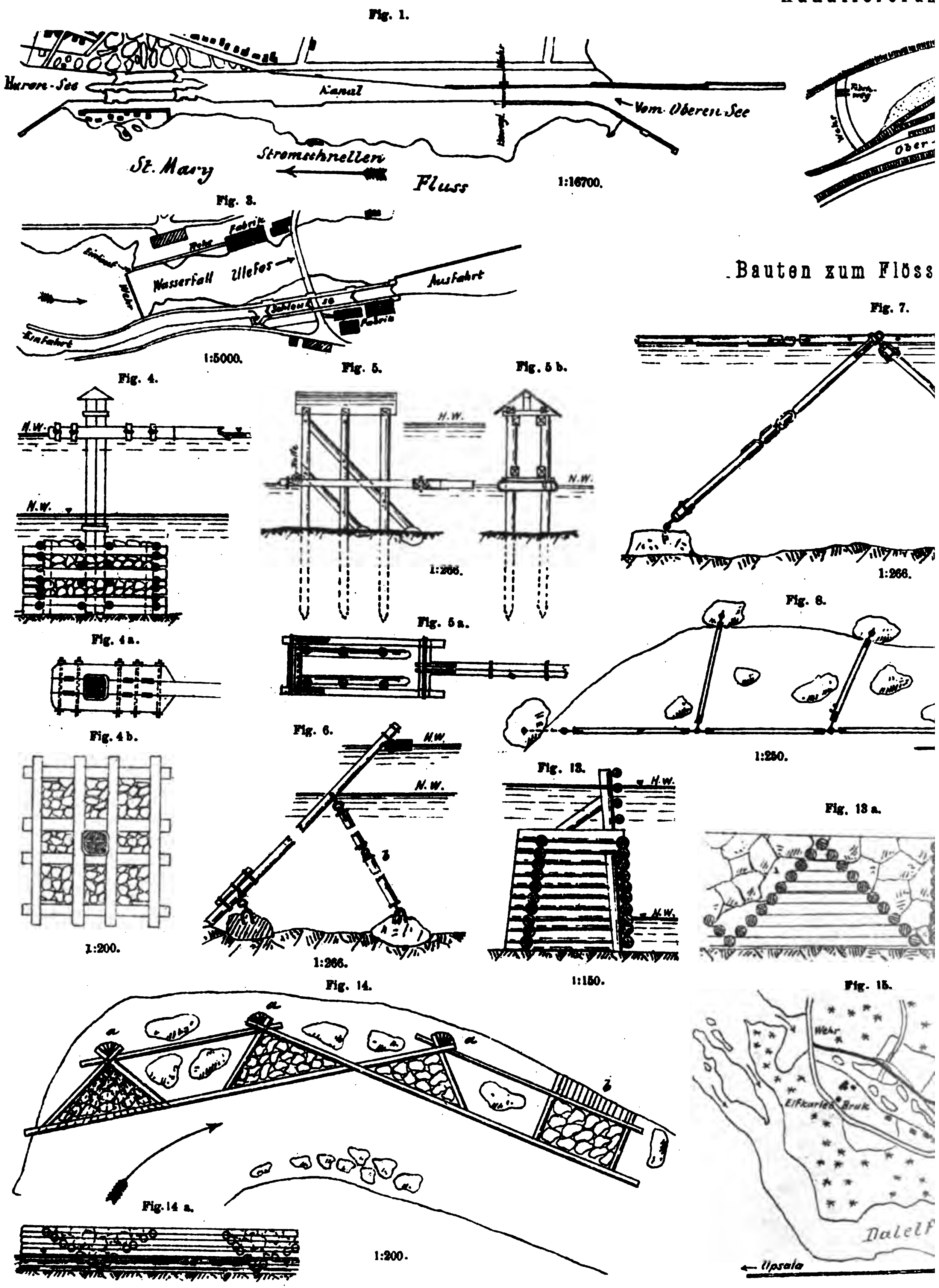
Dammkrone

H.W.

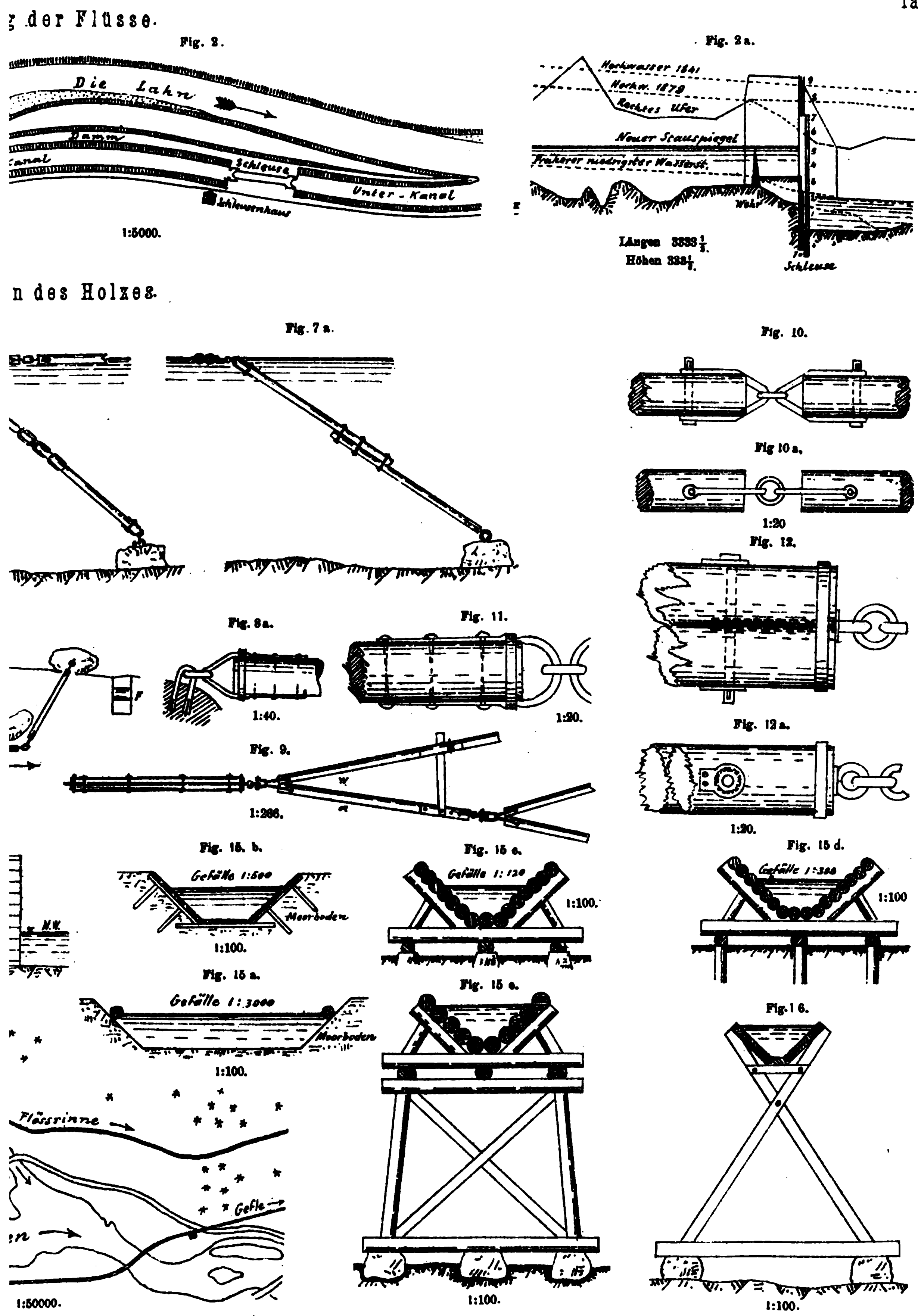








Kanalisierun
Fig. 1.
Huron-See
Kanal
Vom Oberen See
Stromschnellen
St. Mary
Fluss
1:16700.
Fig. 3.
Fabrik
Wasserfall Ulefos
Ausfahrt
Einfahrt
Fabrik
1:5000.
Bauten zum Flöss
Fig. 7.
1:266.
Fig. 4.
H.W.
N.W.
Fig. 5.
H.W.
Fig. 5 b.
N.W.
1:266.
Fig. 5 a.
Fig. 8.
1:250.
Fig. 4 a.
Fig. 4 b.
1:200.
Fig. 6.
H.W.
N.W.
b
1:266.
Fig. 13.
H.W.
H.W.
1:150.
Fig. 13 a.
Fig. 14.
a
a
a
b
Fig. 14 a.
1:200.
Fig. 15.
Wehr
Elfkarleö Bruk
Dalelf
Upsala


der Flüsse.
Fig. 2.
Die Lahn
Damm
Kanal
Schleuse
Unter-Kanal
Schleusenhaus
1:5000.
Fig. 2a.
Hochwasser 1841
Hochw. 1879
Rechtes Ufer
Neuer Stauspiegel
Früherer niedrigster Wasserst.
Wehr
Schleuse
Längen 3333 1/3.
Höhen 333 1/3.
n des Holzes.
Fig. 7a.
Fig. 10.
Fig 10 a.
1:20
Fig. 12.
Fig. 8a.
Fig. 11.
1:40.
1:20.
Fig. 12a.
1:20.
Fig. 9.
1:266.
Fig. 15. b.
Gefälle 1:500
Moorboden
1:100.
Fig. 15 c.
Gefälle 1:120
1:100.
Fig. 15 d.
1:100
Fig. 15 a.
Gefälle 1:3000
Moorboden
1:100.
Fig. 15 e.
Fig. 16.
Flössrinne
Gefle
1:50000.
1:100.
1:100.


LIBRARY
OF THE
UNIVERSITY
OF
CALIFORNIA


UNIVERSITY
OF
CALIFORNIA

De

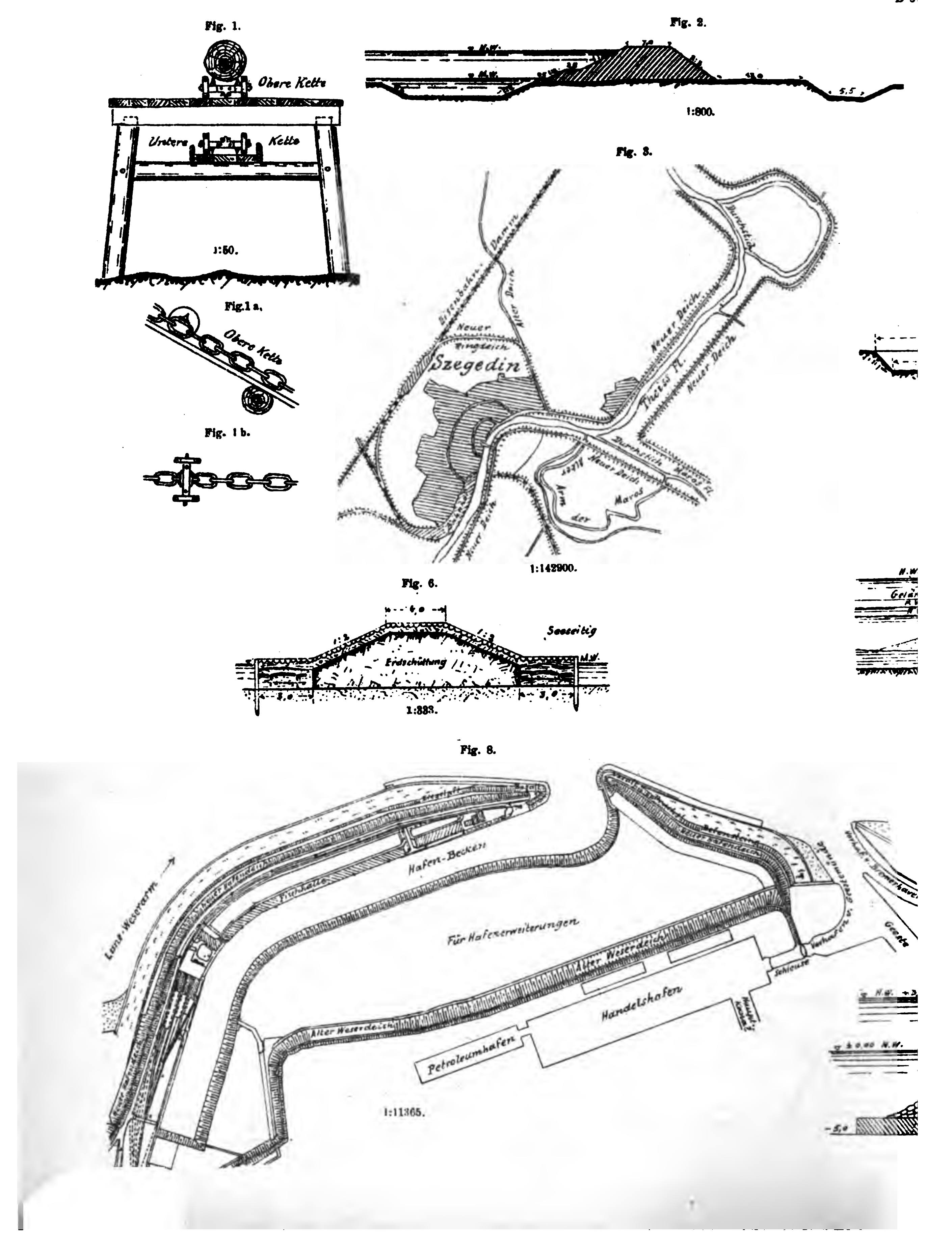
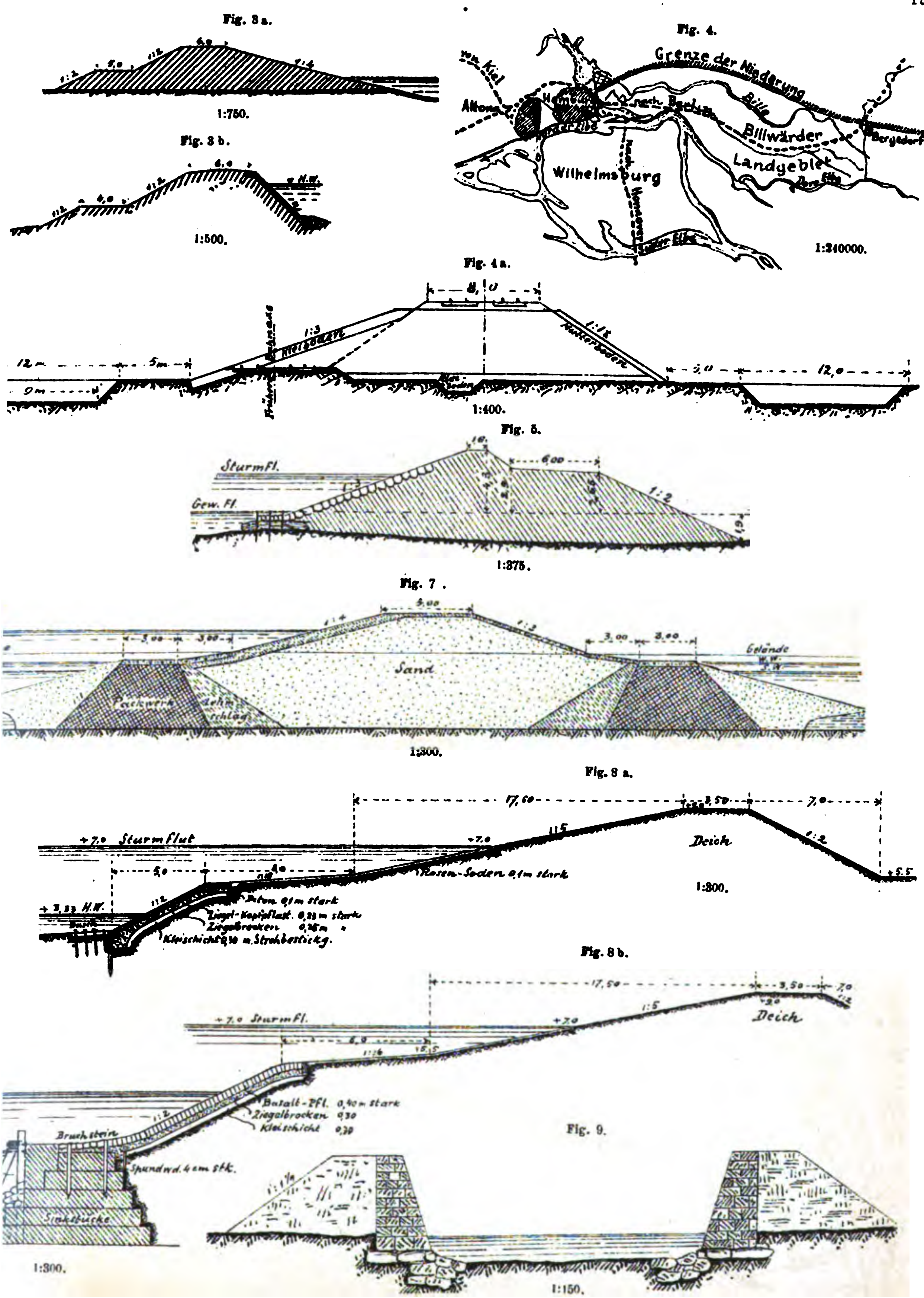
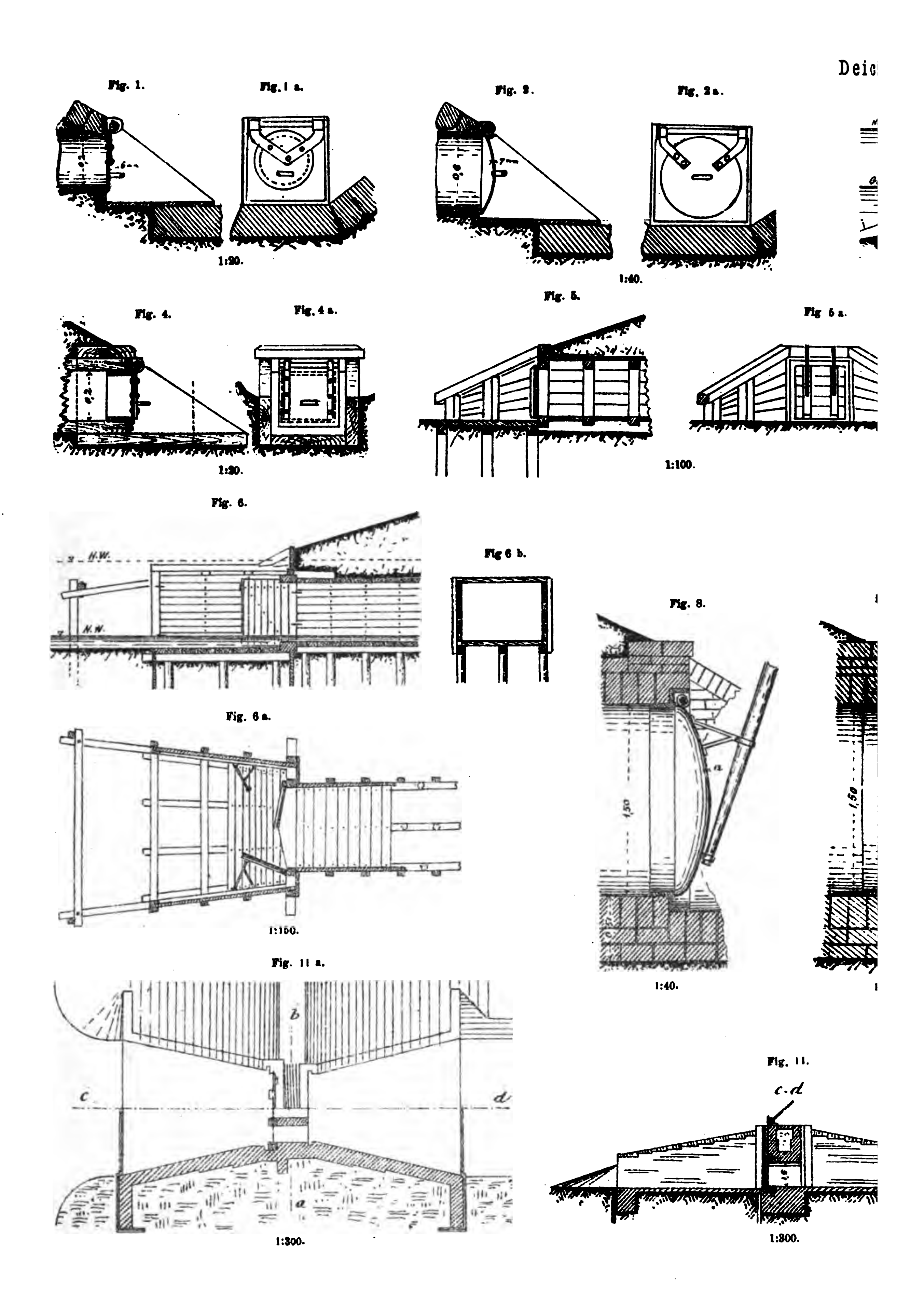
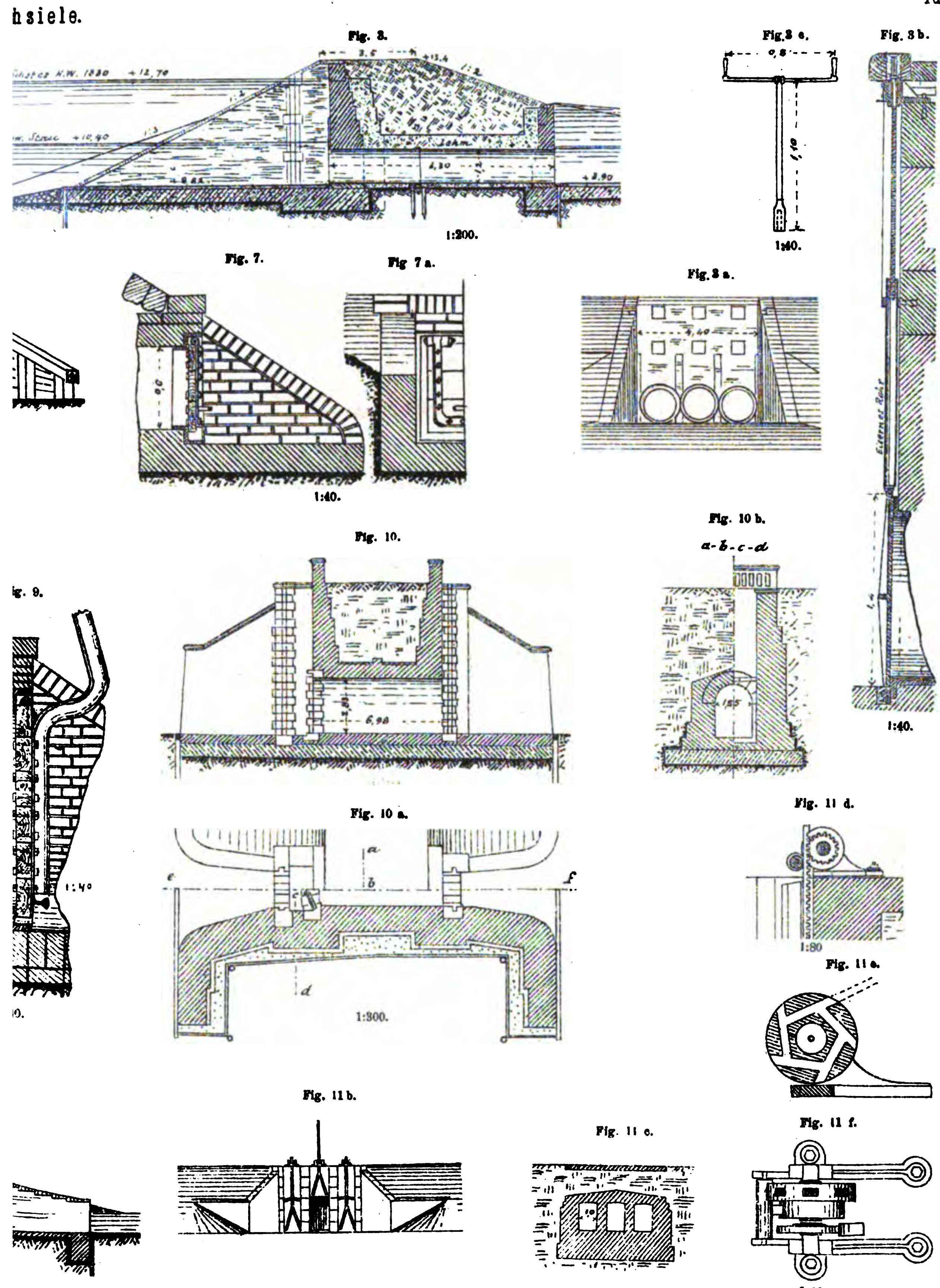


Fig. 1.
Obere Kette
Untere Kette
1:50.
Fig. 1 a.
Obere Kette
Fig. 1 b.
Fig. 2.
1:800.
Fig. 3.
Szegedin
Neuer Ringdeich
Alter Deich
Neuer Deich
Theiss Fl.
Durchstich
Arm der Maros
Maros Fl.
1:142900.
Fig. 6.
Seeseitig
Erdschüttung
1:333.
Fig. 8.
Hafen-Becken
Für Hafenerweiterungen
Alter Weserdeich
Handelshafen
Petroleumhafen
Schleuse
1:11365.


Fig. 3 a.
1:750.
Fig. 3 b.
1:500.
Fig. 4.
Grenze der Niederung
Altona
Billwärder
Landgebiet
Wilhelmsburg
Bergedorf
1:240000.
Fig. 4 a.
1:400.
Fig. 5.
Sturmfl.
Gew. Fl.
1:375.
Fig. 7 .
Sand
1:300.
Fig. 8 a.
Sturmflut
Deich
1:800.
Fig. 8 b.
Sturmfl.
Deich
Fig. 9.
1:300.
1:150.

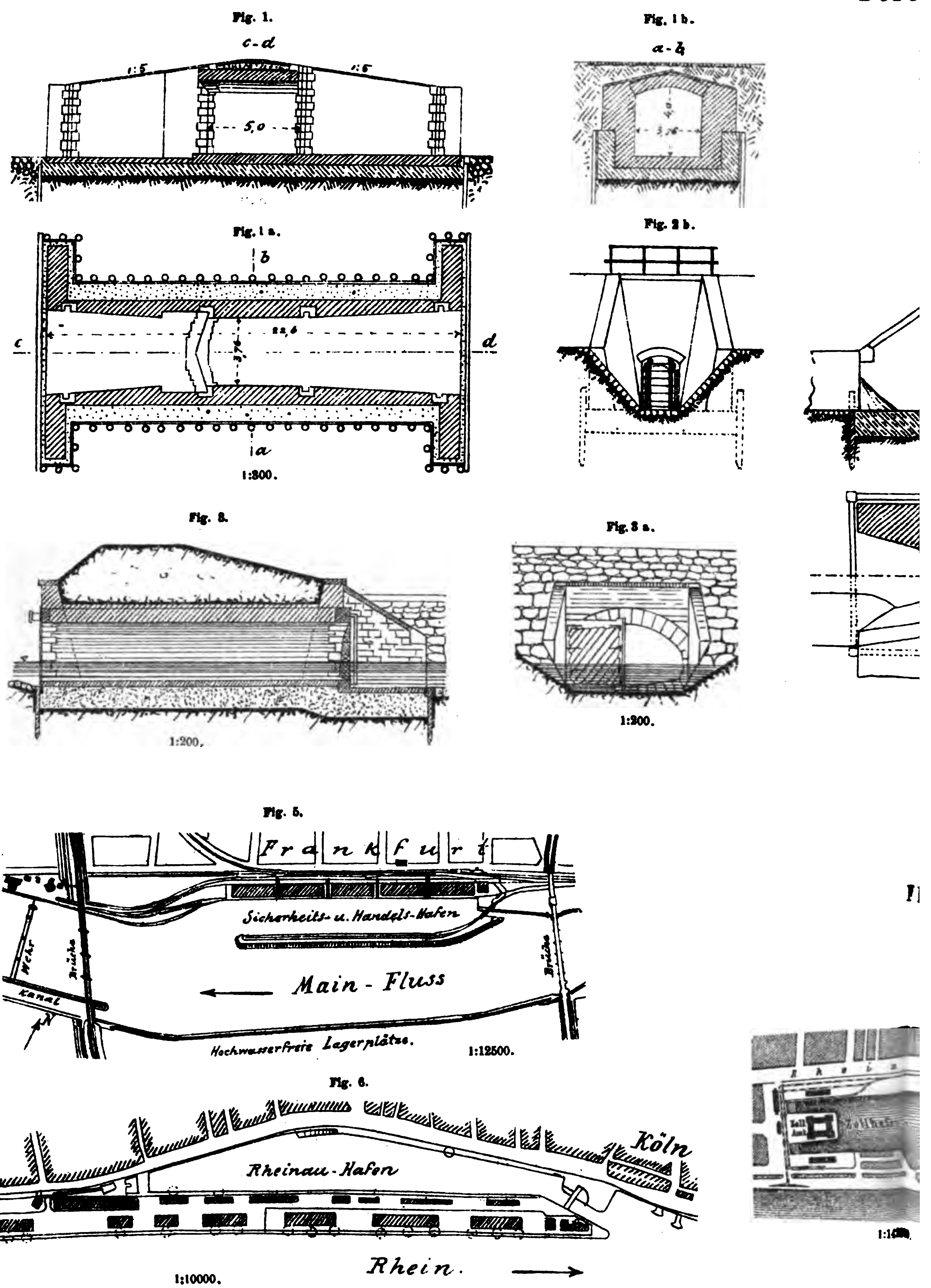

OF
CALIFORNIA


Fig. 1.
Fig. 1 a.
Fig. 2.
Fig. 2 a.
1:20.
1:40.
Fig. 4.
Fig. 4 a.
Fig. 5.
Fig 5 a.
1:20.
1:100.
Fig. 6.
H.W.
N.W.
Fig 6 b.
Fig. 8.
1,50
1,50
a
Fig. 6 a.
1:150.
1:40.
Fig. 11 a.
b
c
d
a
1:300.
Fig. 11.
c.d
1:300.


Fig. 3.
1:200.
Fig. 3 c.
1:40.
Fig. 3 b.
Fig. 7.
Fig 7 a.
1:40.
Fig. 3 a.
4,40
Fig. 10 b.
a-b-c-d
1:40.
Fig. 10.
6,98
ig. 9.
1:40
Fig. 10 a.
1:300.
Fig. 11 d.
1:80
Fig. 11 e.
Fig. 11 b.
Fig. 11 c.
Fig. 11 f.
1:40.


UNIVERSITY
OF
CALIFORNIA


UNIVERSITY
OF
CALIFORNIA


Fig. 1.
c-d
1:5
1:5
5,0
Fig. 1b.
a-b
Fig. 1a.
b
22,6
c
d
a
1:300.
Fig. 2b.
Fig. 3.
1:200.
Fig. 3a.
1:200.
Fig. 5.
Frankfurt
Sicherheits- u. Handels-Hafen
Main-Fluss
Wehr
Brücke
Brücke
Kanal
Hochwasserfreie Lagerplätze.
1:12500.
Fig. 6.
Rheinau-Hafen
Köln
1:10000.
Rhein.

iele.

Fig. 4 b.

1:200.

Fig. 2.

Fig. 2 a.

1:250.

Fig. 4.

Fig. 4 a.

1:200.

Fig. 3 b.

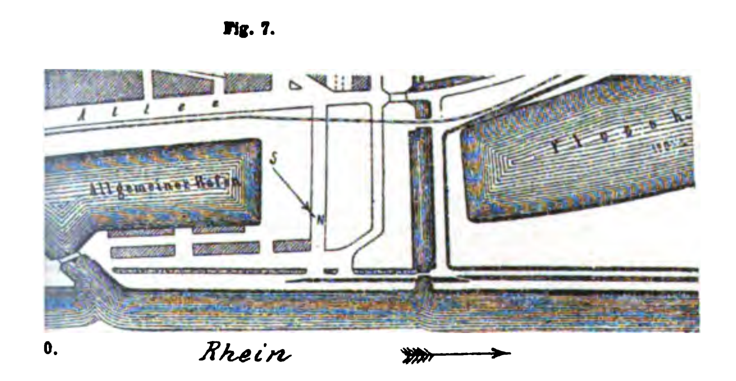
1:200.

Fig. 4 b.

1:200.

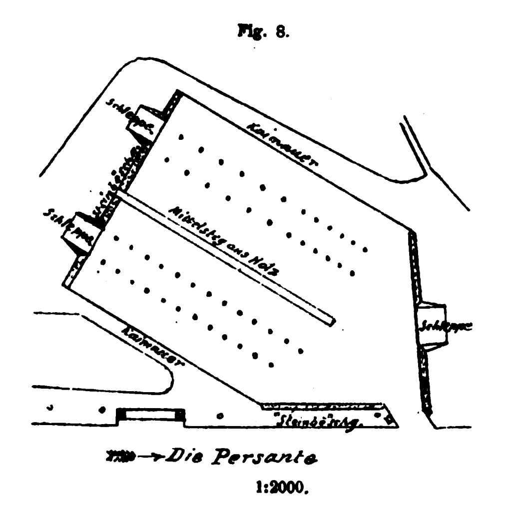
lusshäfen.

Fig. 7.



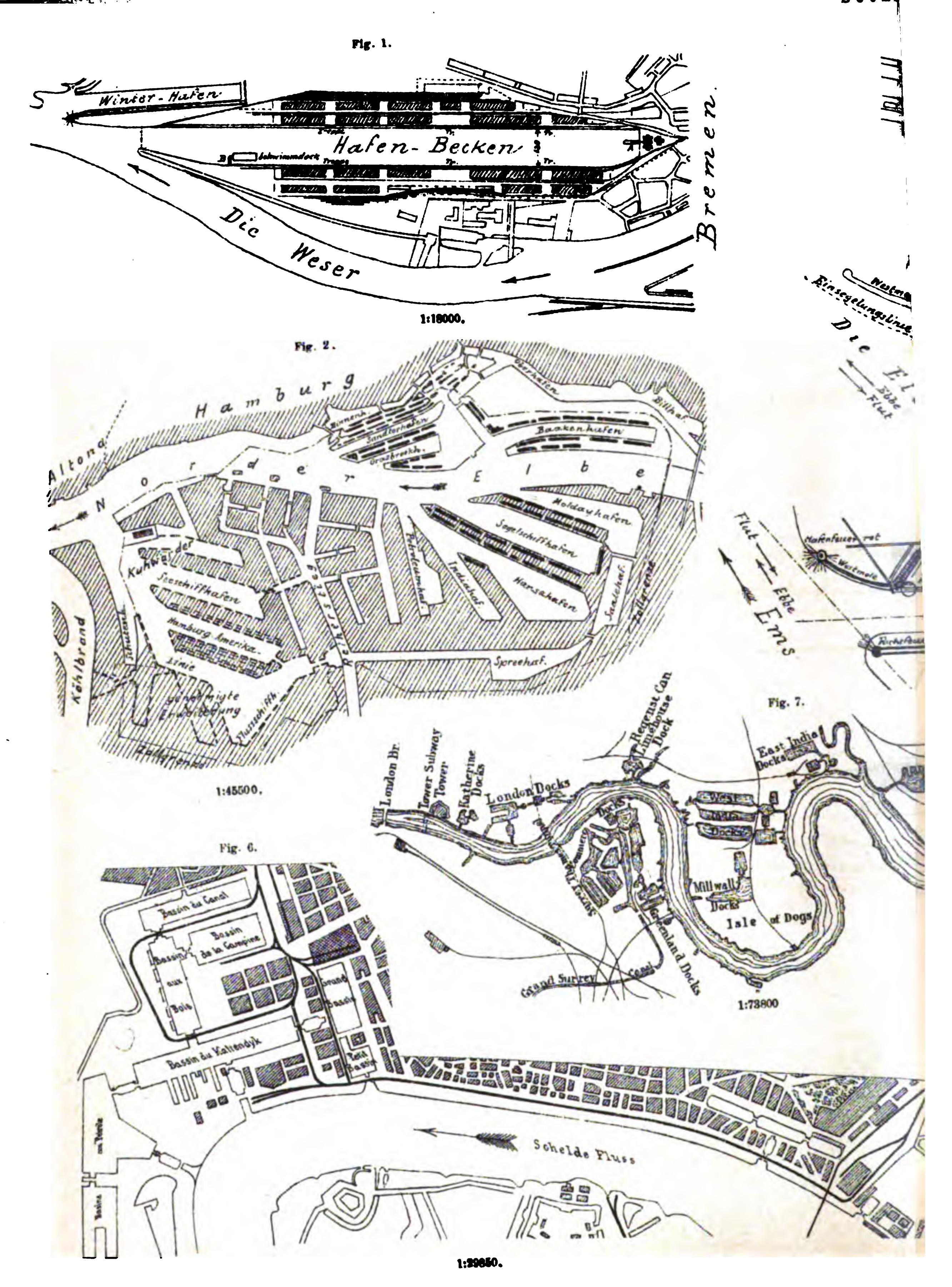
0.

Fig. 8.



1:2000.


UNIVERSITY
OF
CALIFORNIA


Fig. 1.
Winter-Hafen
Hafen-Becken
Die Weser
Bremen
1:16000.
Fig. 2.
Hamburg
Altona
Norder Elbe
Baakenhafen
Moldauhafen
Segelschiffhafen
Hansahafen
Petroleumhaf.
Indiahaf.
Kuhwärder
Seeschiffhafen
Hamburg Amerika Linie
Köhlbrand
Spreehaf.
Saalehaf.
1:45500.
Fig. 6.
Bassin du Canal
Bassin de la Campine
Bassin aux Bois
Bassin du Kattendijk
Grand Bassin
Petit Bassin
Schelde Fluss
1:29850.
Fig. 7.
London Br.
Tower Subway
Tower
Katherine Docks
London Docks
Regents Can
Limehouse Dock
East India Docks
West India Docks
Millwall Docks
Isle of Dogs
Grand Surrey Canal
Greenland Docks
1:73800
Ems
Elbe
Flut

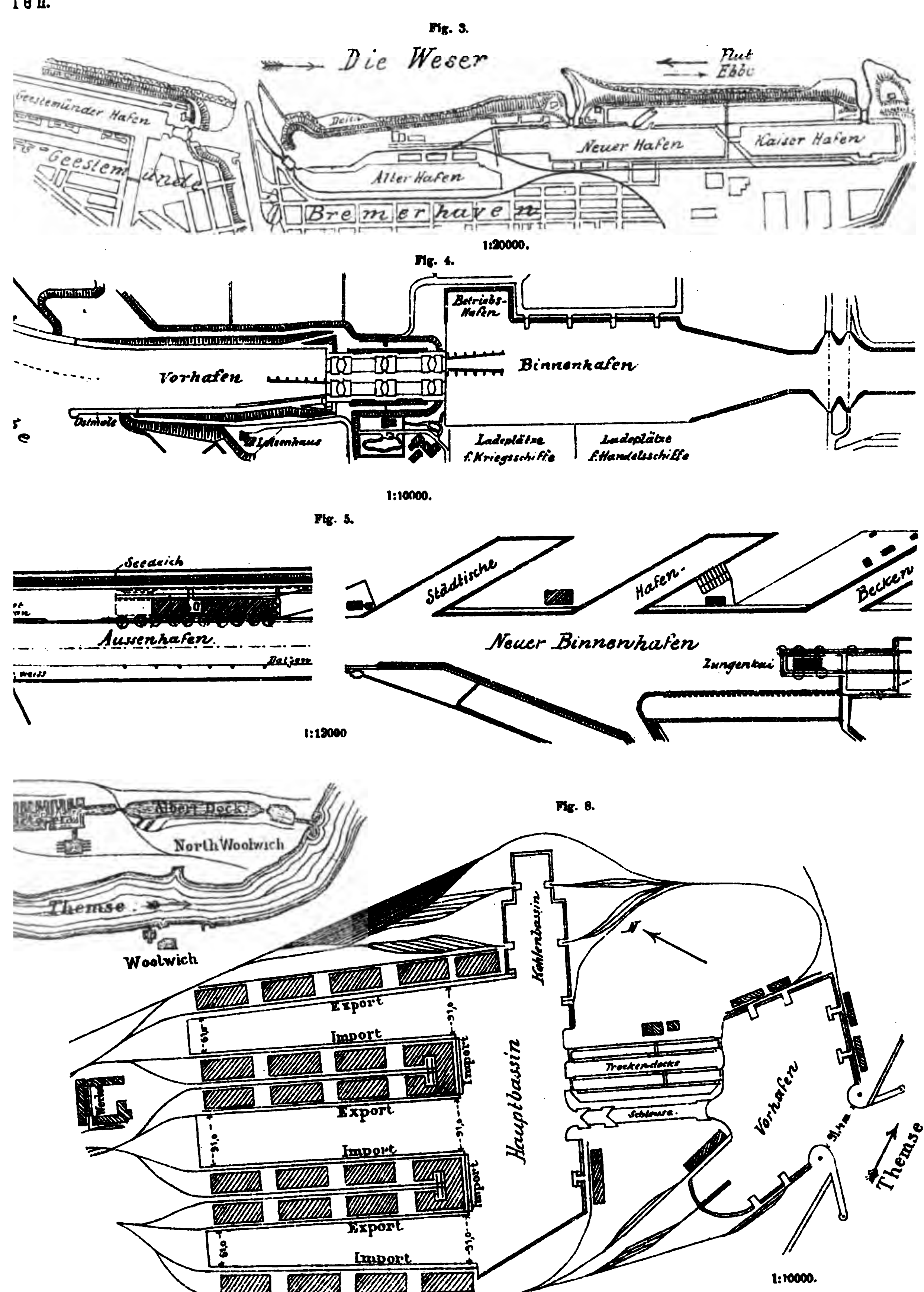


Fig. 3. 1:20000.

Fig. 4. 1:10000.

Fig. 5. 1:12000

Fig. 8. 1:10000.



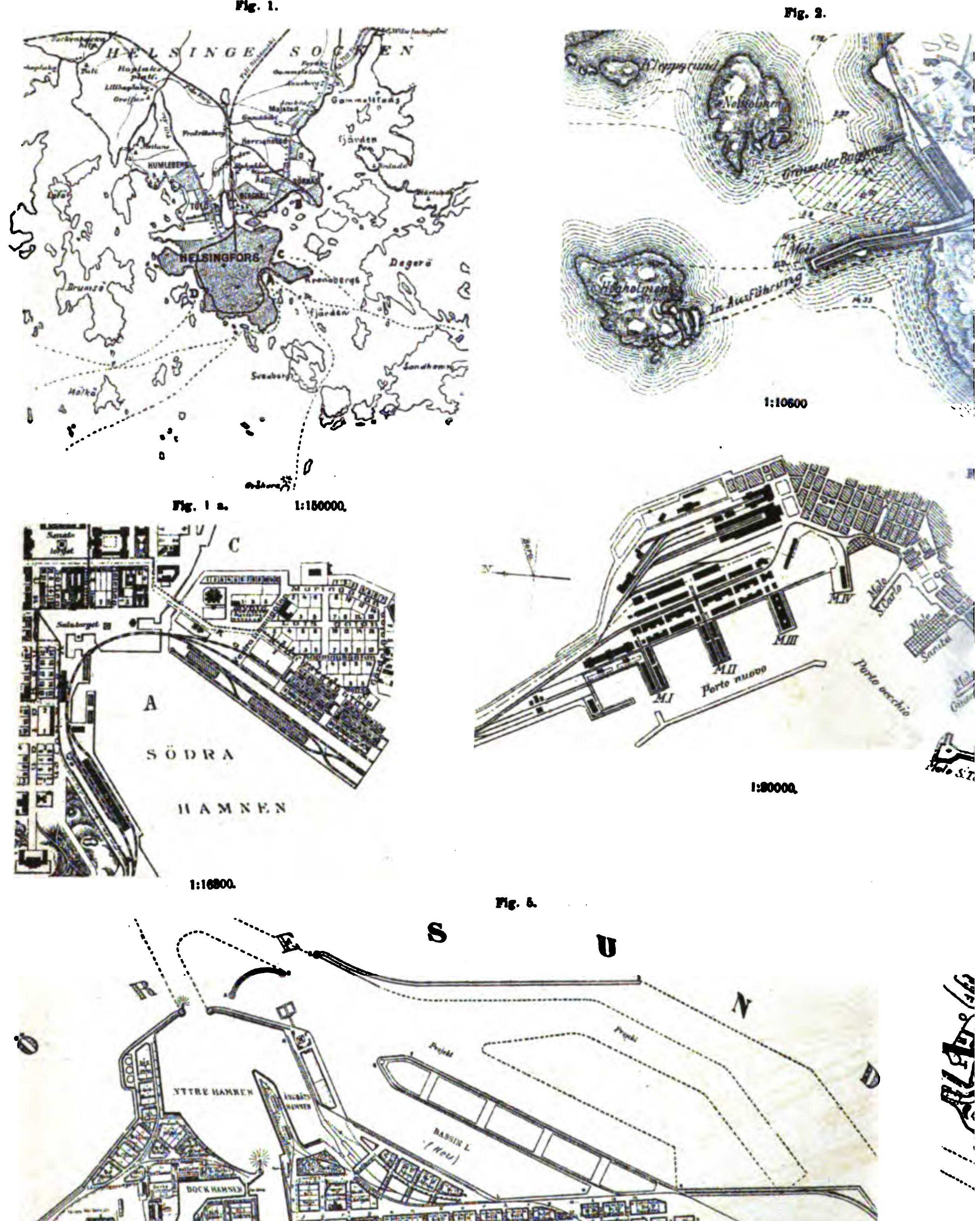


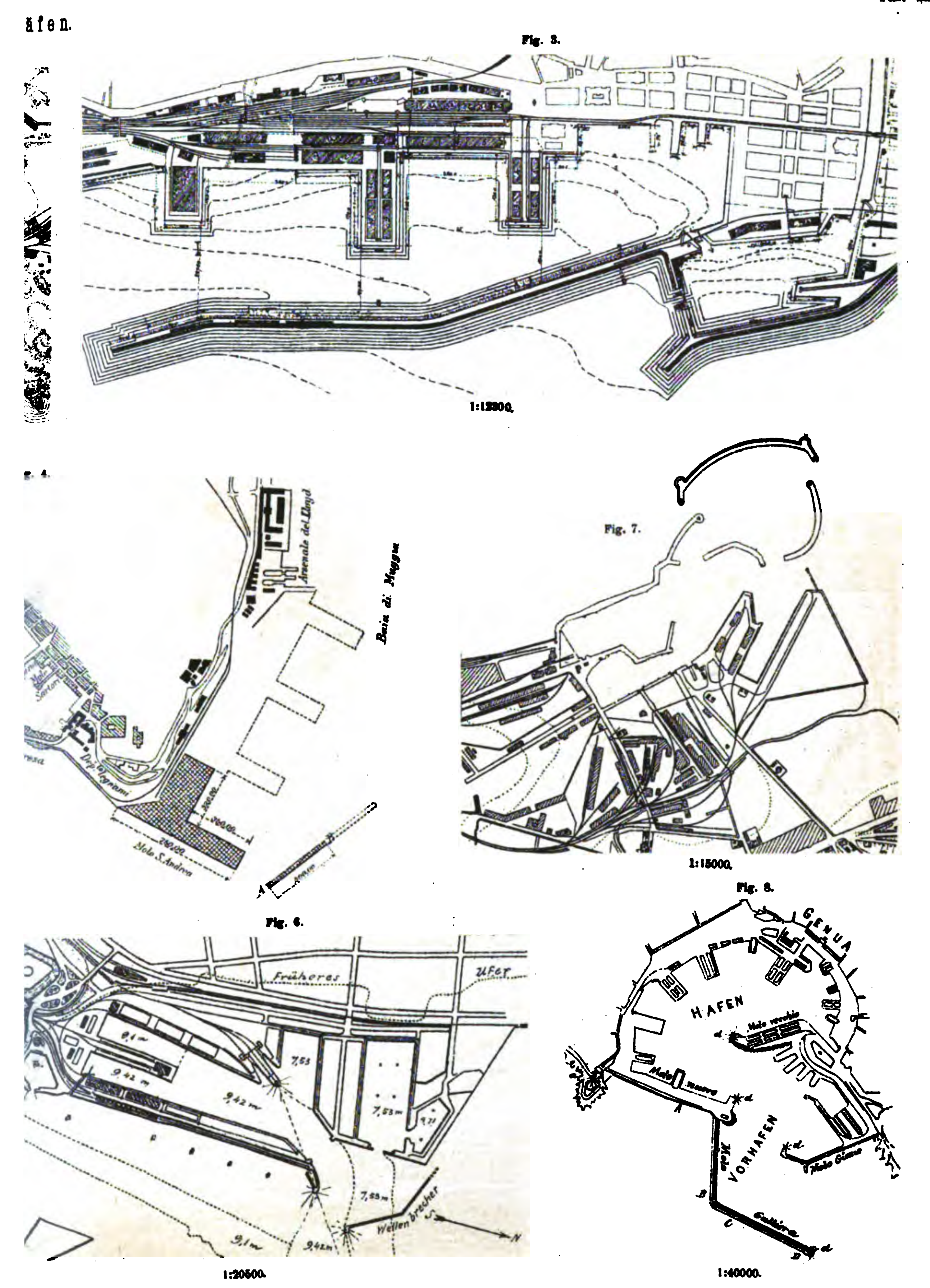
Fig. 1.

Fig. 2.

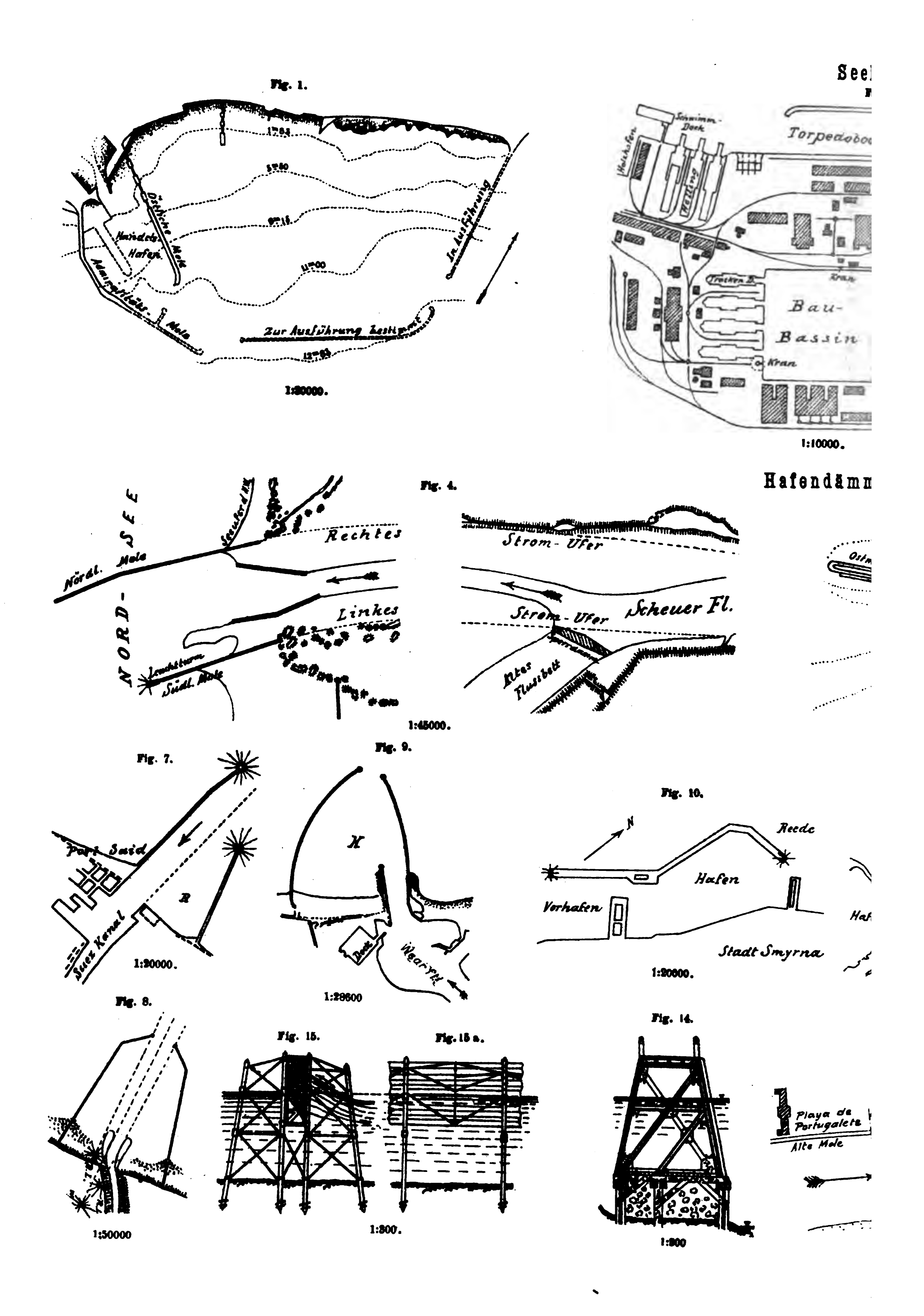
Fig. 1 a. 1:150000.

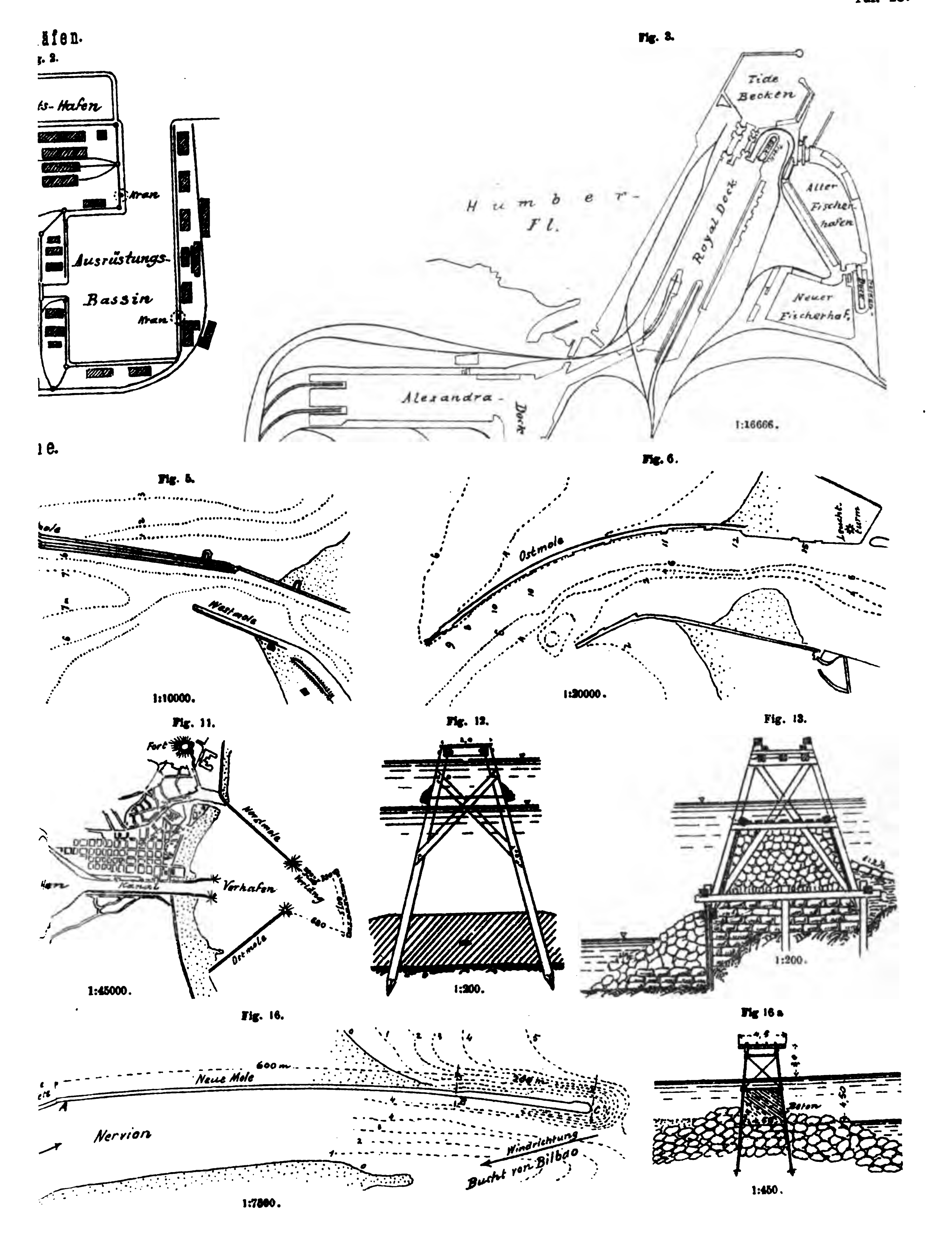
Fig. 5.

1:16400.


Fig. 3.
1:12300.
Arsenale del Lloyd
Baia di Muggia
Molo S. Andrea
Fig. 7.
1:15000.
Fig. 8.
GENUA
HAFEN
Molo vecchio
Molo nuovo
VORHAFEN
Molo Giano
Galliera
Fig. 6.
Früheres
Ufer
Wellenbrecher
1:20500.
1:40000.


UNIVERSITY
OF
CALIFORNIA


Fig. 1.
Östliche Mole
Handels-Hafen
Admiralitäts-Mole
In Ausführung
Zur Ausführung bestimmt
1:20000.
Seel
Schwimm-Dock
Torpedoboo
Bau-Bassin
Kran
1:10000.
Hafendämm
NORD-SEE
Nördl. Mole
Rechtes
Linkes
Leuchtturm
Südl. Mole
Fig. 4.
Strom-Ufer
Scheuer Fl.
Altes Flussbett
1:45000.
Fig. 7.
Port Said
Suez Kanal
1:20000.
Fig. 9.
Dock
Wear Fl.
1:28600
Fig. 10.
N
Reede
Hafen
Vorhafen
Stadt Smyrna
1:20000.
Fig. 8.
1:50000
Fig. 15.
Fig. 15 a.
1:300.
Fig. 14.
1:200
Playa de Portugalete
Alte Mole



äfen.
Fig. 2.
Ausrüstungs-
Bassin
Kran
Fig. 3.
Tide Becken
Humber-Fl.
Royal Dock
Alter Fischerhafen
Neuer Fischerhaf.
Alexandra-Dock
1:16666.
le.
Fig. 5.
Westmole
1:10000.
Fig. 6.
Ostmole
Leucht-turm
1:20000.
Fig. 11.
Fort
Nordmole
Vorhafen
Kanal
Ostmole
1:45000.
Fig. 12.
1:200.
Fig. 13.
1:200.
Fig. 16.
Neue Mole
600 m
Nervion
Windrichtung
Bucht von Bilbao
1:7800.
Fig 16 a
Beton
1:450.


OF
CALIFORNIA

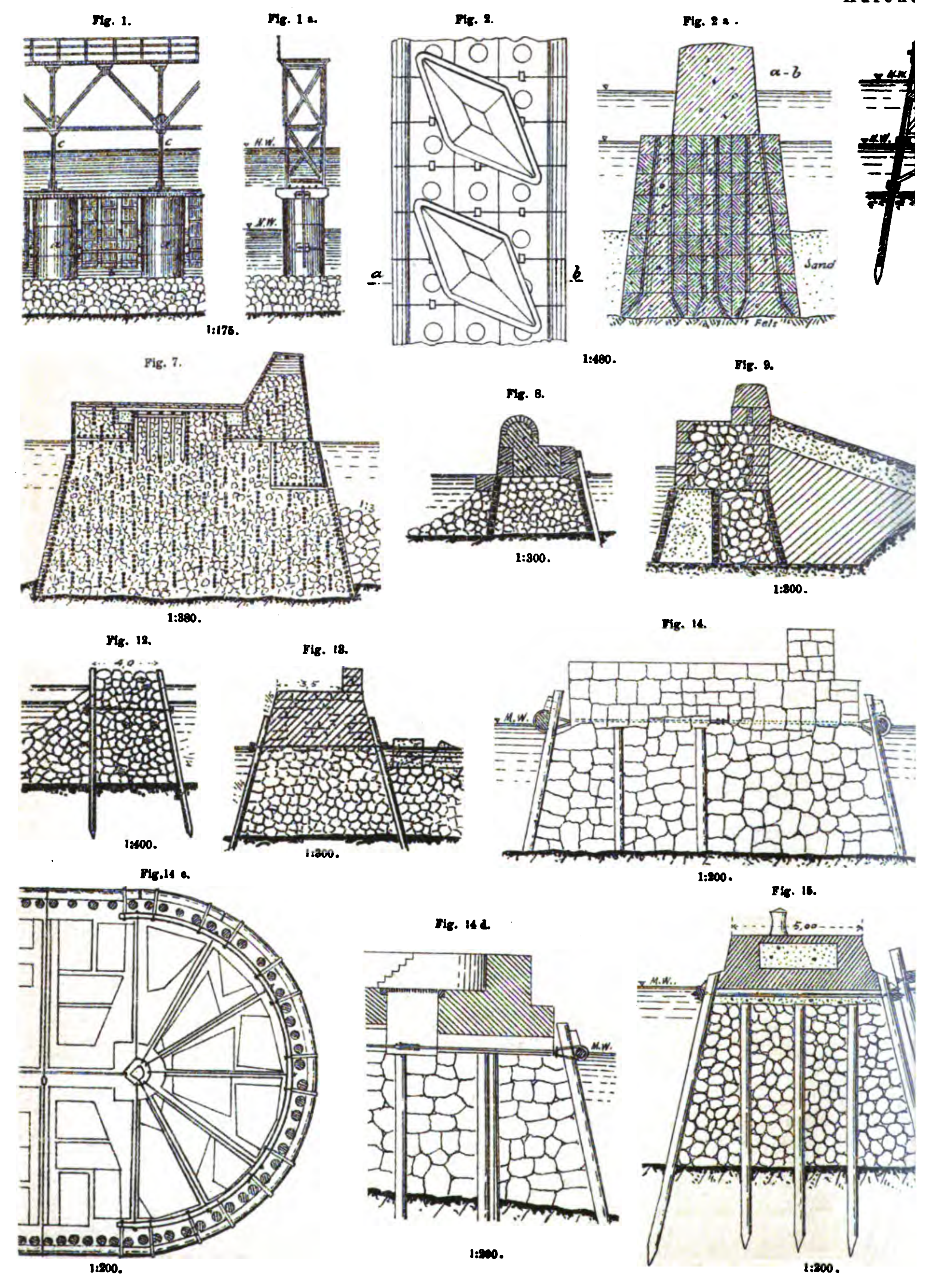

Hafen
Fig. 1.
Fig. 1 a.
Fig. 2.
Fig. 2 a.
a-b
Sand
Fels
H.W.
N.W.
a
b
1:175.
1:460.
Fig. 7.
Fig. 8.
Fig. 9.
1:380.
1:300.
1:300.
Fig. 12.
Fig. 13.
Fig. 14.
M.W.
4,0
3,5
1:400.
1:300.
1:200.
Fig. 14 c.
Fig. 14 d.
Fig. 15.
5,00
M.W.
1:200.
1:200.
1:200.

Fig. 3.

1:364.

Fig. 4.

2,0

N.W.

N.W.

1:250.

Fig. 5.

1:200.

Fig. 6.

5,1

1:90.

Fig. 10.

1:300.

Fig. 11.

1:400.

Fig. 14 a.

Fig. 14 b.

1:21.

Fig. 16.

Packwerk

1:300.

Fig. 17.

1:400.

Fig. 18.

H.W.

N.W.

1:300.

Fig. 15 a.

M.W.

6,50

1:400.

Fig. 19.

1:1

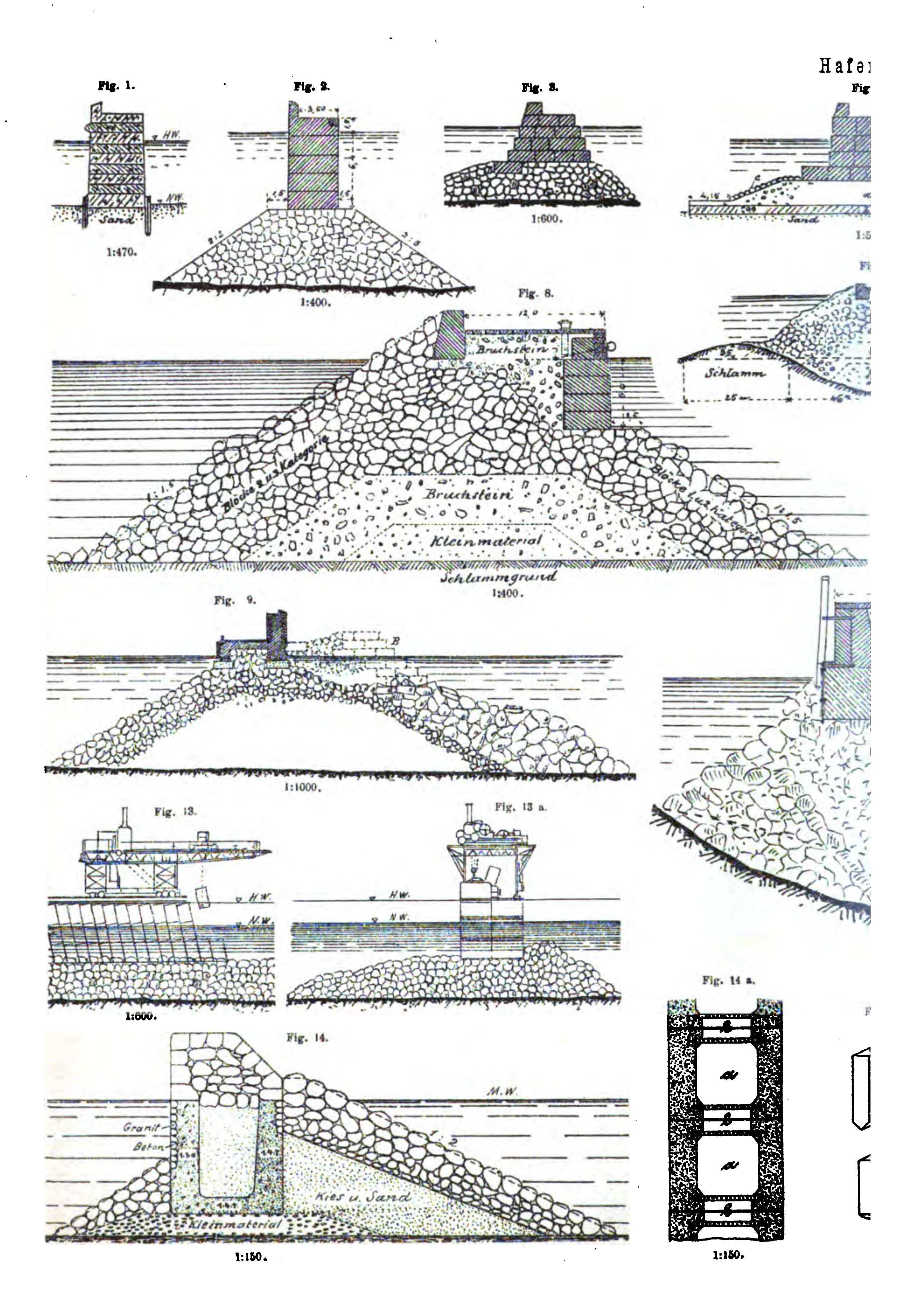
1:3

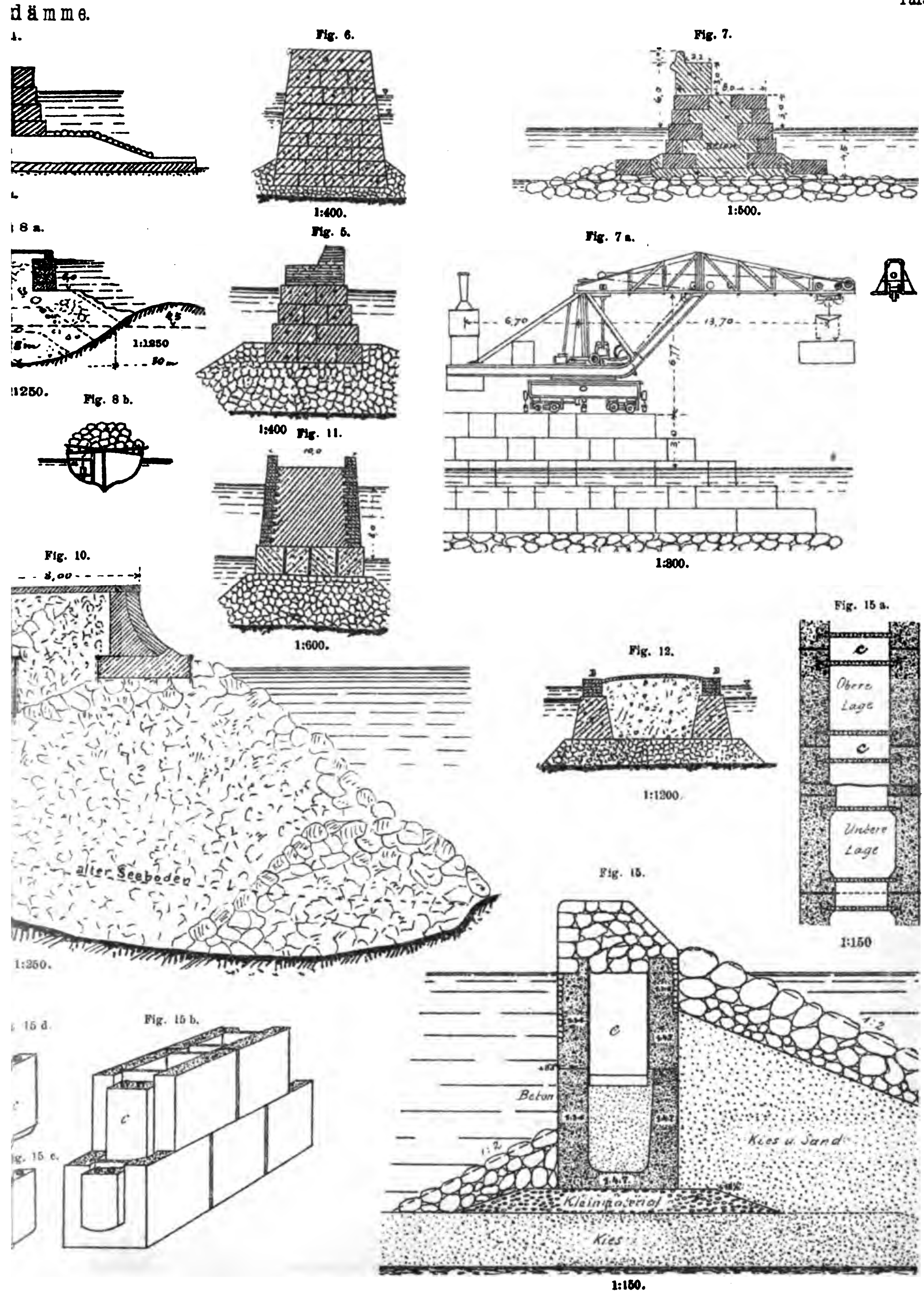
M.W.

1:300.


OF THE
UNIVERSITY
OF
CALIFORNIA


LIBRARY
OF THE
UNIVERSITY
OF
CALIFORNIA


Hafe
Fig. 1.
Fig. 2.
Fig. 3.
HW.
NW.
Sand
1:470.
1:400.
1:600.
Sand
Fig. 8.
12,0
Bruchstein
Schlamm
Blöcke 2 u. 3 Kategorie
Bruchstein
Blöcke 1 u. 2 Kategorie
Kleinmaterial
Schlammgrund
1:400.
Fig. 9.
B
1:1000.
Fig. 13.
Fig. 13 a.
H.W.
N.W.
1:600.
Fig. 14.
M.W.
Granit
Beton
Kies u. Sand
Kleinmaterial
1:150.
Fig. 14 a.
1:150.


Fig. 6.
1:400.
Fig. 7.
1:500.
Fig. 5.
1:400
Fig. 7 a.
6,70
13,70
6,77
1:300.
Fig. 8 b.
1:1250
1:1250.
Fig. 11.
1:600.
Fig. 10.
alter Seeboden
1:250.
Fig. 12.
1:1200.
Fig. 15 a.
Obere Lage
Untere Lage
1:150
Fig. 15.
Beton
Kies u. Sand
Kleinmaterial
Kies
1:2
1:150.
Fig. 15 b.
Fig. 15 d.
Fig. 15 c.


UNIVERSITY
OF
CALIFORNIA


OF TH
UNIVERSITY
OF
CALIFORNIA

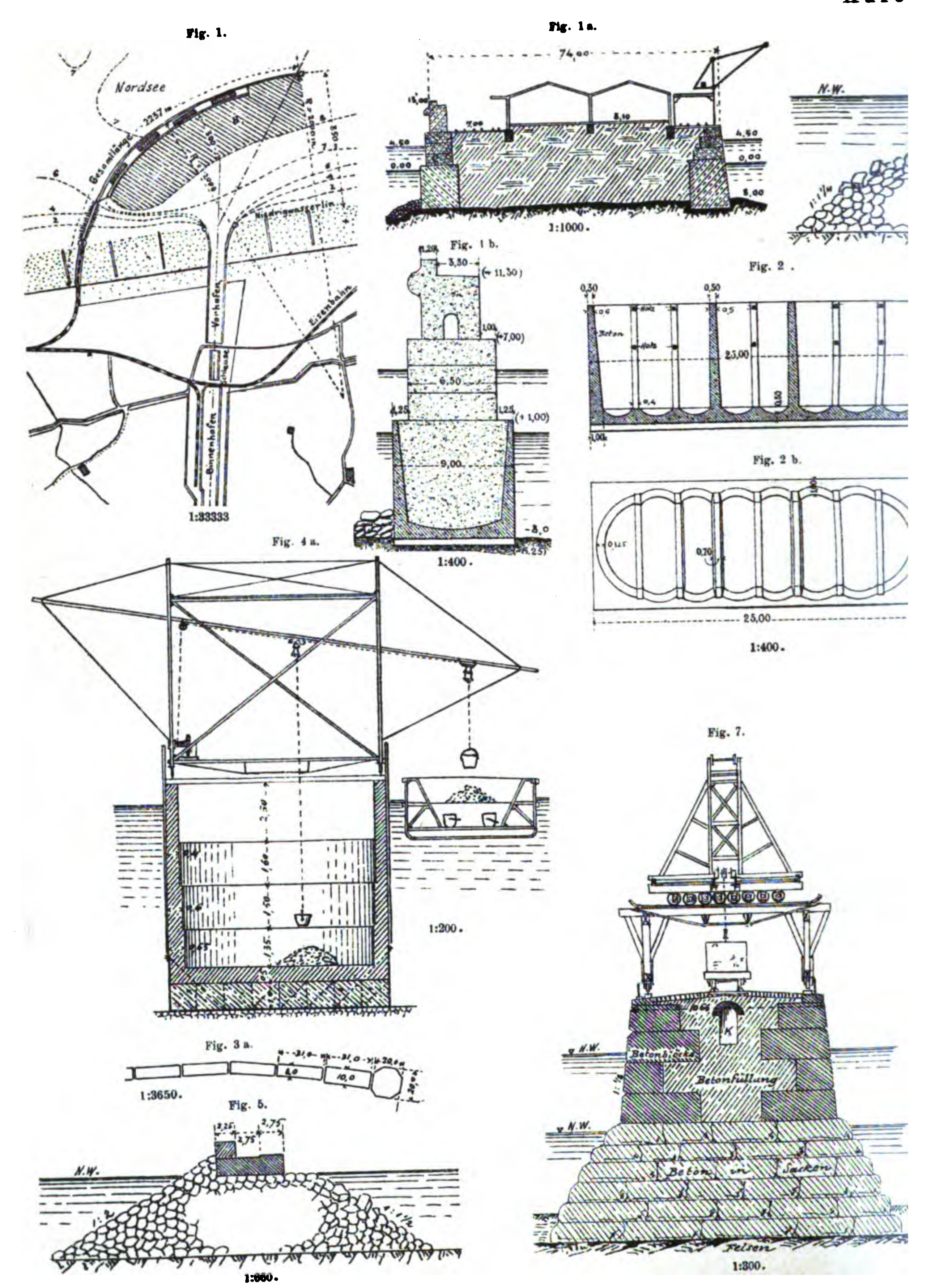

Fig. 1.
Nordsee
Vorhafen
Binnenhafen
Eisenbahn
1:33333
Fig. 1a.
74,00
1:1000.
Fig. 1b.
3,50
6,50
9,00
1:400.
N.W.
Fig. 2.
Beton
25,00
Fig. 2b.
25,00
1:400.
Fig. 4a.
1:200.
Fig. 3a.
1:3650.
Fig. 5.
N.W.
Fig. 7.
Betonblöcke
Betonfüllung
N.W.
Beton in Säcken
Felsen
1:300.

Fig. 3.

1:700.

Fig. 2 a.

Fig. 2 c.

1:400.

Fig. 4.

1:200.

Fig. 4 b.

1:200.

Fig. 6.

1:1200.

Fig. 6 a.

1:400.

Fig. 7 a.

1:300.





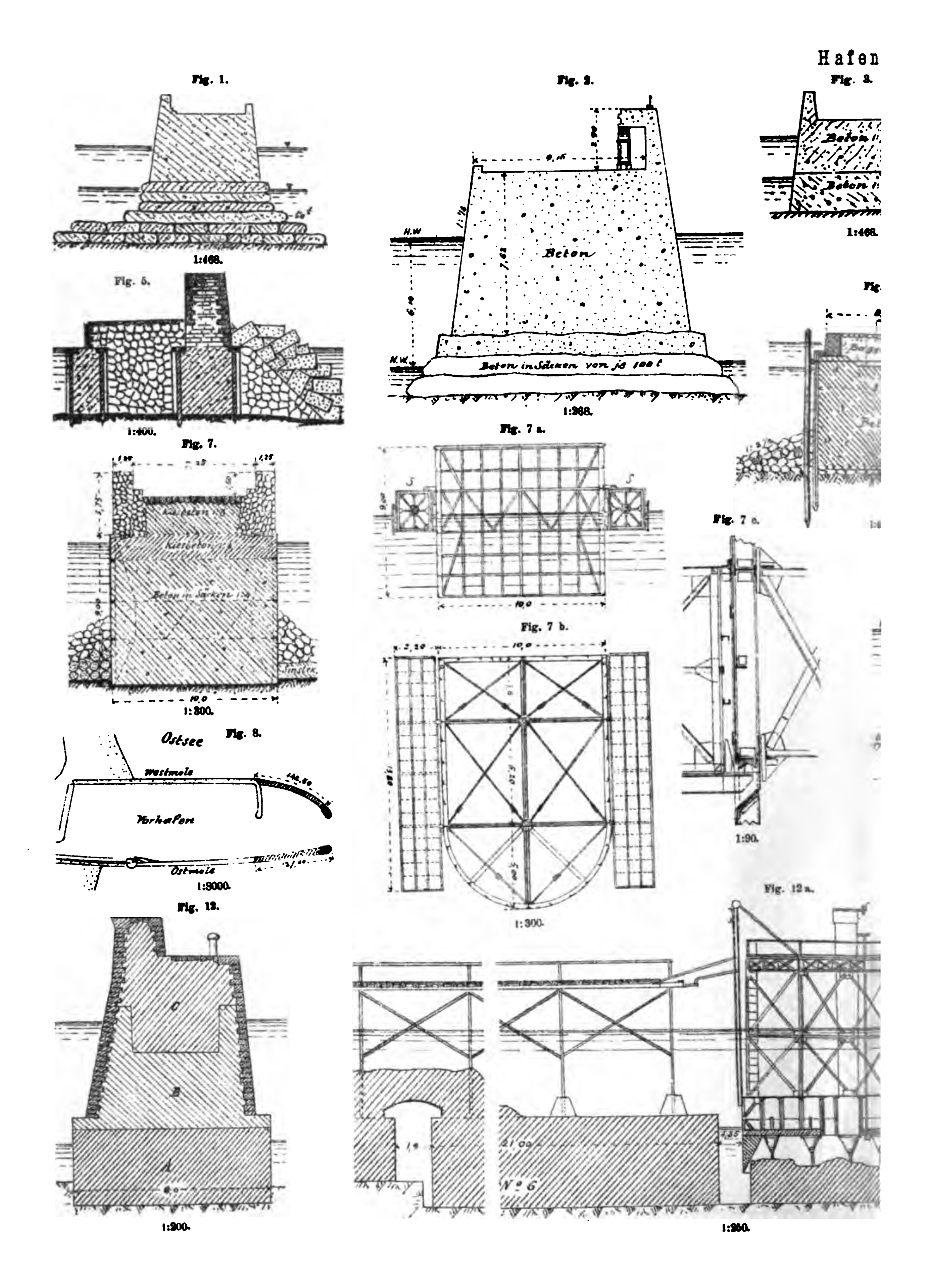
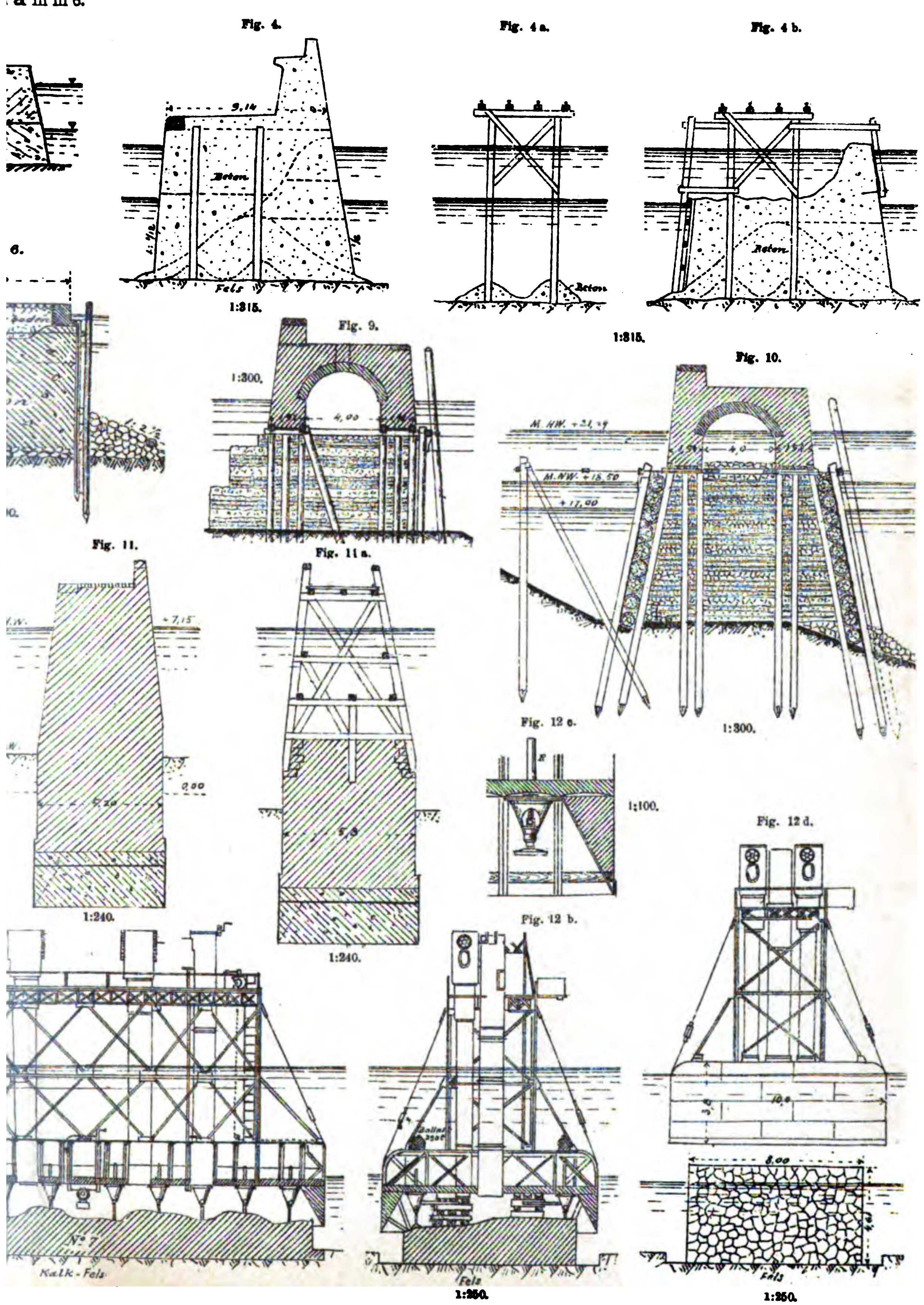


Fig. 1.
1:468.
Fig. 2.
Beton
Beton in Säcken von je 100 t
1:368.
Fig. 3.
Beton
1:468.
Fig. 5.
1:400.
Fig. 7.
10,0
1:300.
Fig. 7 a.
10,0
Fig. 7 b.
10,0
1:300.
Fig. 7 c.
1:90.
Ostsee
Fig. 8.
Westmole
Vorhafen
Ostmole
1:8000.
Fig. 12.
1:200.
Fig. 12 a.
1:260.


Fig. 4.
Fig. 4 a.
Fig. 4 b.
9,14
Beton
Fels
Beton
1:315.
1:315.
Fig. 9.
1:300.
4,00
Fig. 10.
M. HW. + 21,49
M. NW. + 18,50
+ 17,00
4,0
Fig. 11.
Fig. 11 a.
+ 7,15
0,00
1:240.
1:240.
Fig. 12 c.
1:300.
1:100.
Fig. 12 d.
Fig. 12 b.
10,0
8,00
Kalk-Fels
Fels
1:250.
Fels
1:250.


LIBRARY
OF THE
UNIVERSITY
OF
CALIFORNIA


THE
UNIVERSITY
OF
CALIFORNIA

Fig. 1.

1:200.

Fig. 2.

1:300.

1:175.

Fig. 6.

1:156.

Fig. 7.

1:200.

Fig. 10.

1:1000.

Fig. 11.

1:374.

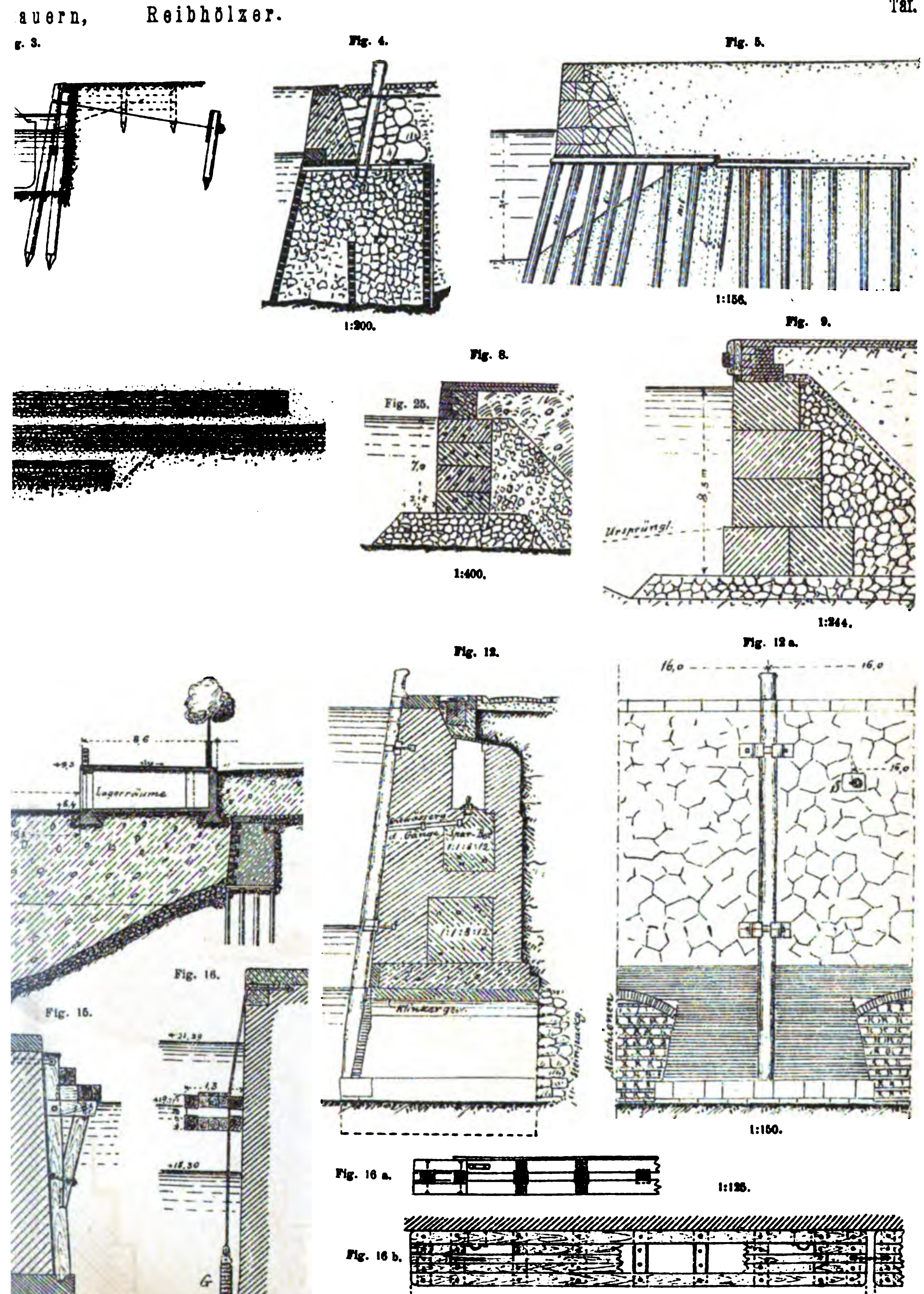
Fig. 13.

1:300.

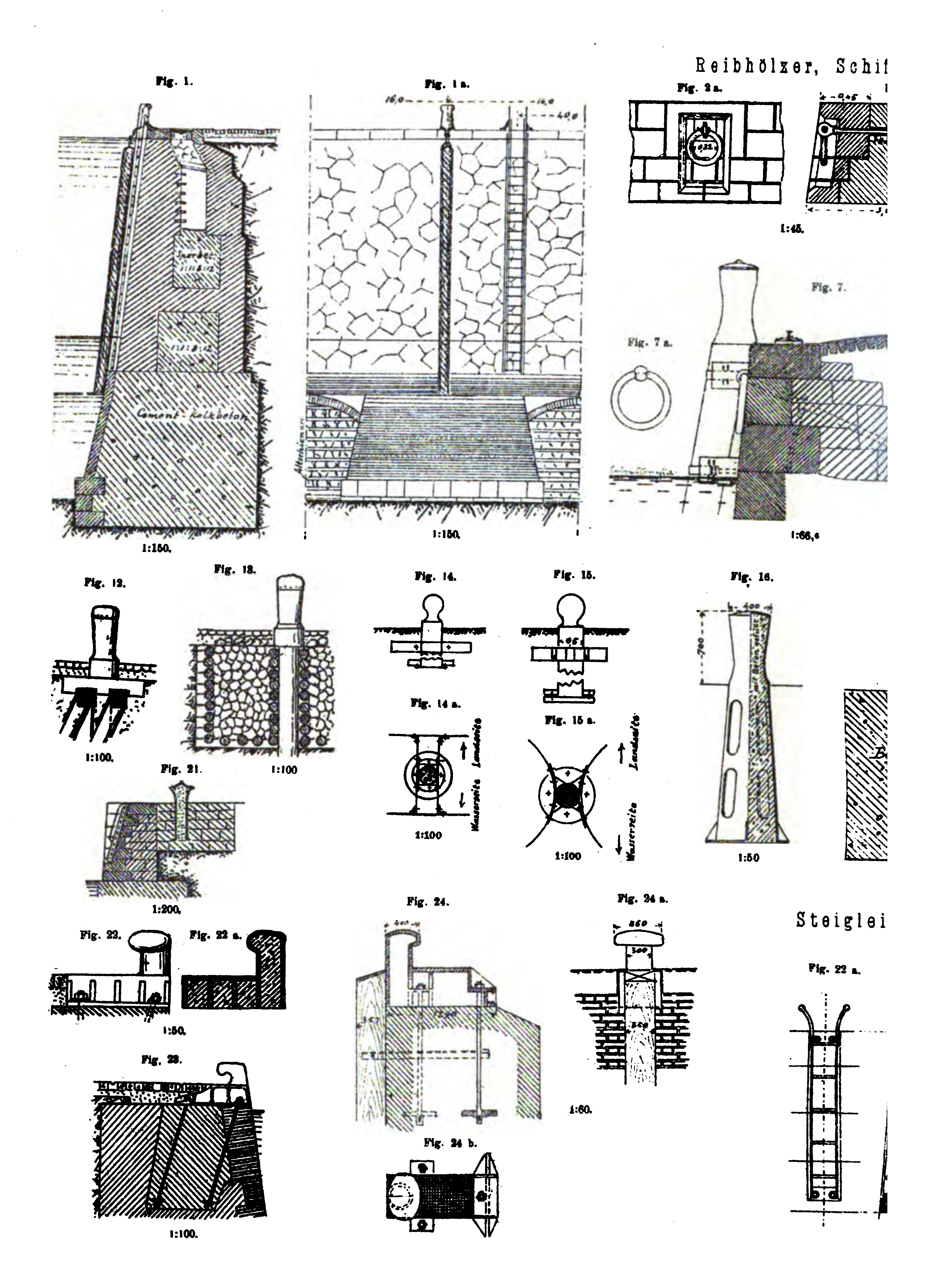
Fig. 14.

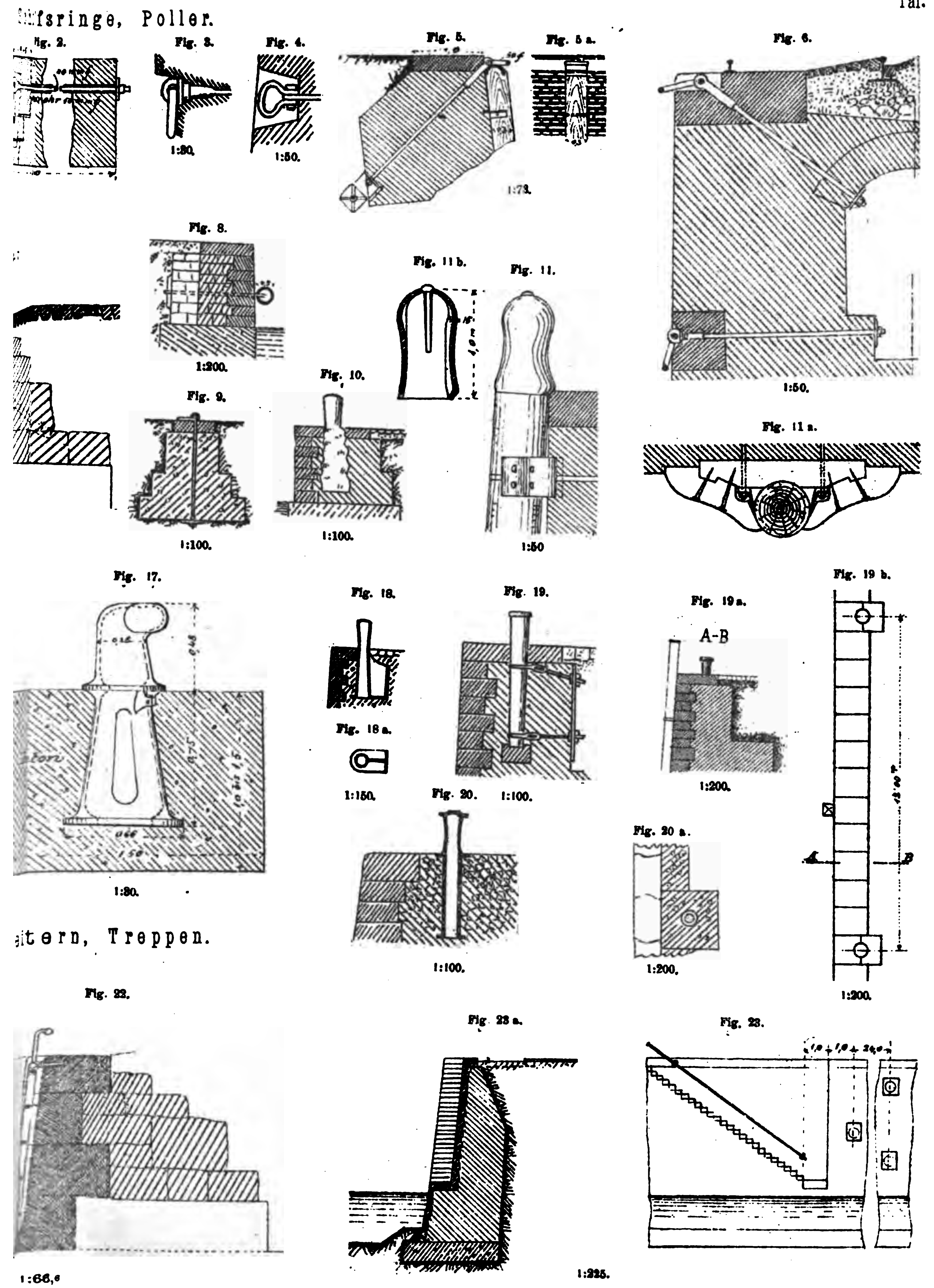
1:120.

1:100.


g. 3.
Fig. 4.
1:200.
Fig. 5.
1:156.
Fig. 8.
Fig. 25.
1:400.
Fig. 9.
Ursprüngl.
1:244.
Fig. 12.
Fig. 12 a.
16,0
1:150.
Lagerräume
8,6
Fig. 16.
Fig. 15.
Klinkergew.
G
1:125.
Fig. 16 a.
1:125.
Fig. 16 b.

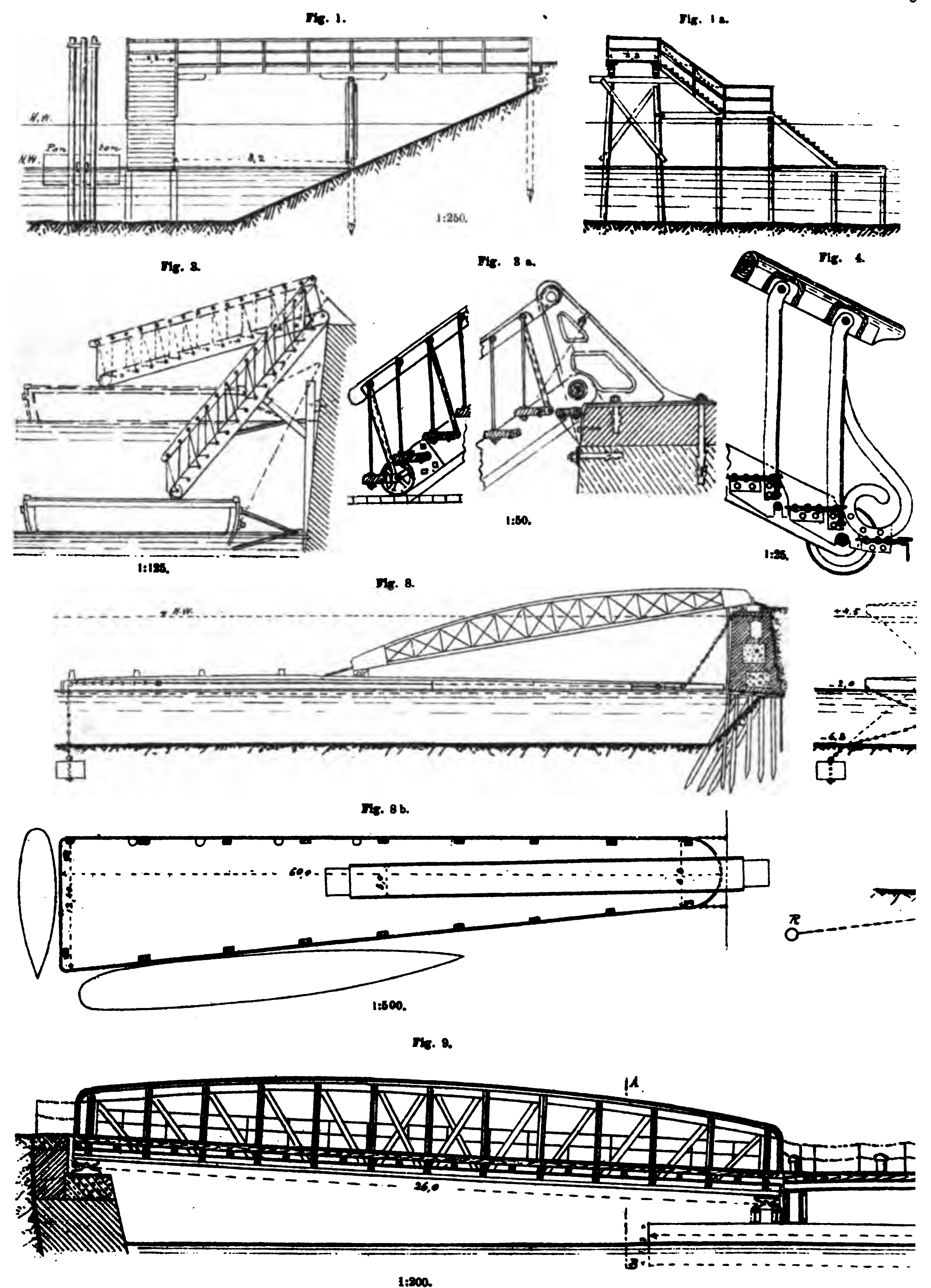


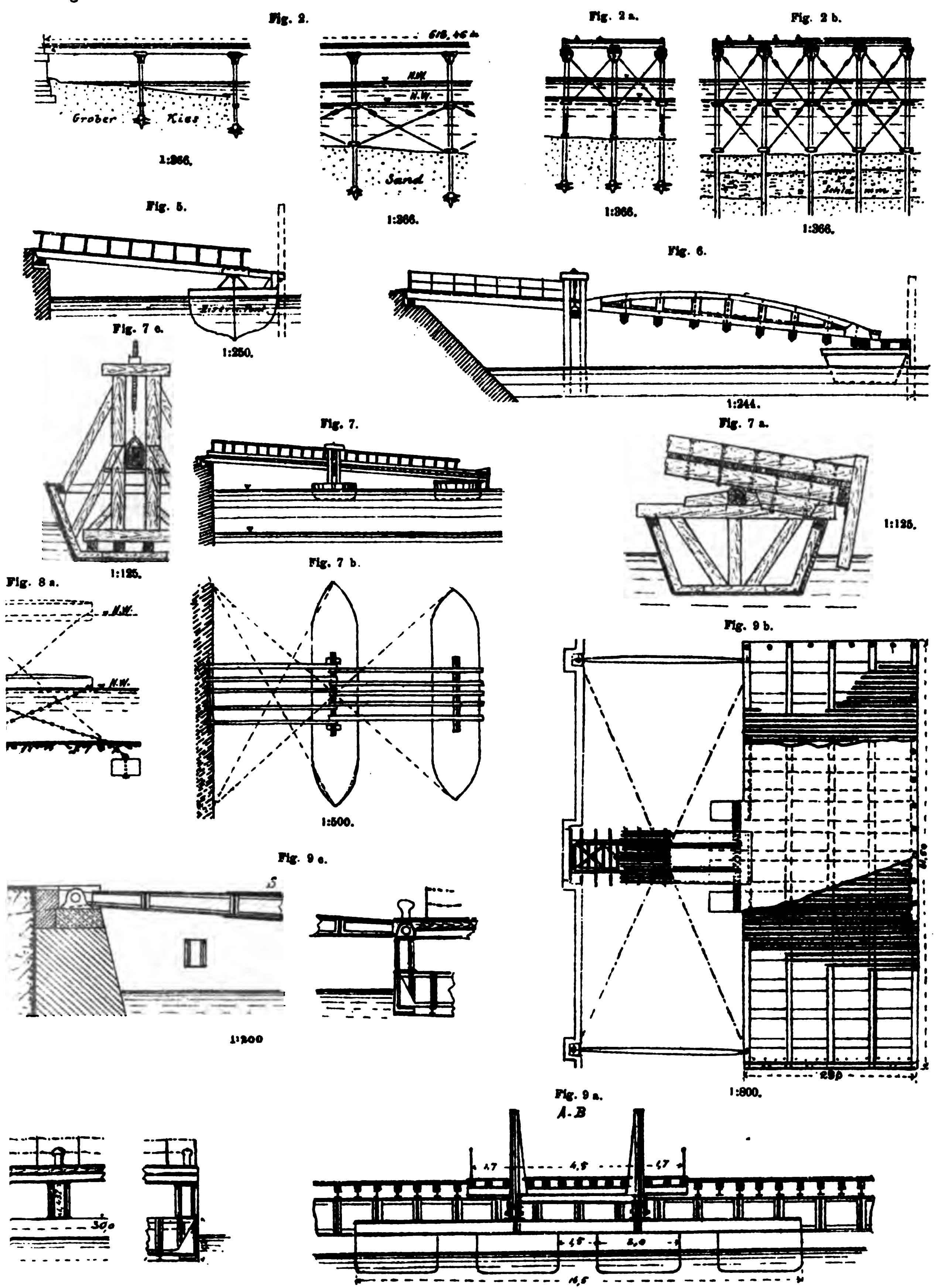

Reibhölzer, Schi
Fig. 1.
Fig. 1 a.
Fig. 2 a.
1:45.
Fig. 7.
Fig. 7 a.
Cement-Kalkbeton
1:150.
1:150.
1:66,6
Fig. 12.
Fig. 13.
Fig. 14.
Fig. 15.
Fig. 16.
Fig. 14 a.
Fig. 15 a.
Landseite
Wasserseite
1:100.
1:100
1:100
1:100
1:50
Fig. 21.
1:200.
Fig. 22.
Fig. 22 a.
1:50.
Fig. 23.
1:100.
Fig. 24.
Fig. 24 a.
Fig. 24 b.
1:60.
Steiglei
Fig. 22 a.


…fsringe, Poller.
Fig. 2.
Fig. 3.
1:30.
Fig. 4.
1:50.
Fig. 5.
Fig. 5 a.
1:73.
Fig. 6.
1:50.
Fig. 8.
1:200.
Fig. 9.
1:100.
Fig. 10.
1:100.
Fig. 11 b.
Fig. 11.
1:50
Fig. 11 a.
Fig. 17.
1:30.
Fig. 18.
Fig. 18 a.
1:150.
Fig. 19.
1:100.
Fig. 19 a.
A-B
1:200.
Fig. 19 b.
1:200.
Fig. 20.
1:100.
Fig. 20 a.
1:200.
…itern, Treppen.
Fig. 22.
1:66,6
Fig. 23 a.
1:225.
Fig. 23.


UNIVERSITY
OF

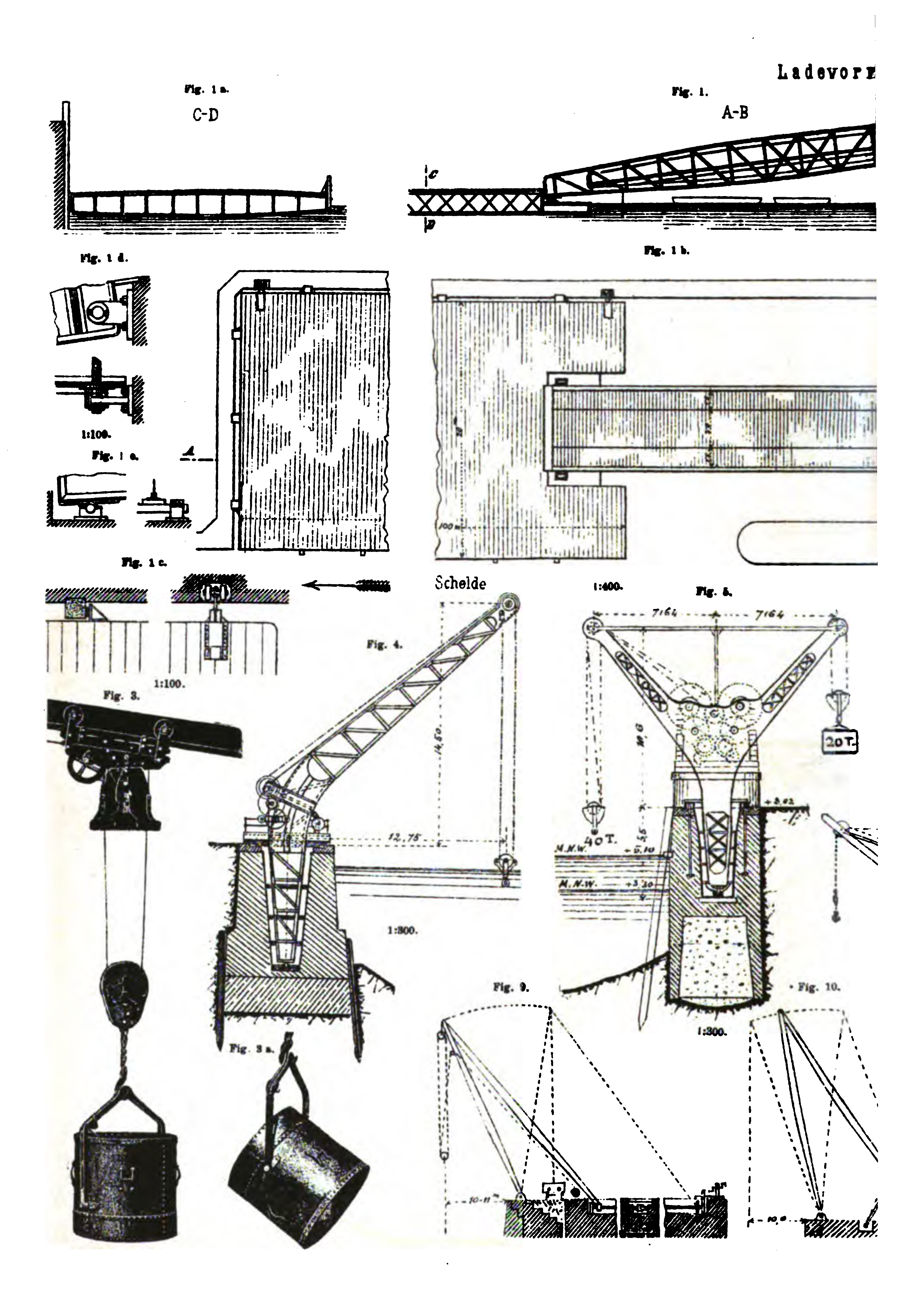


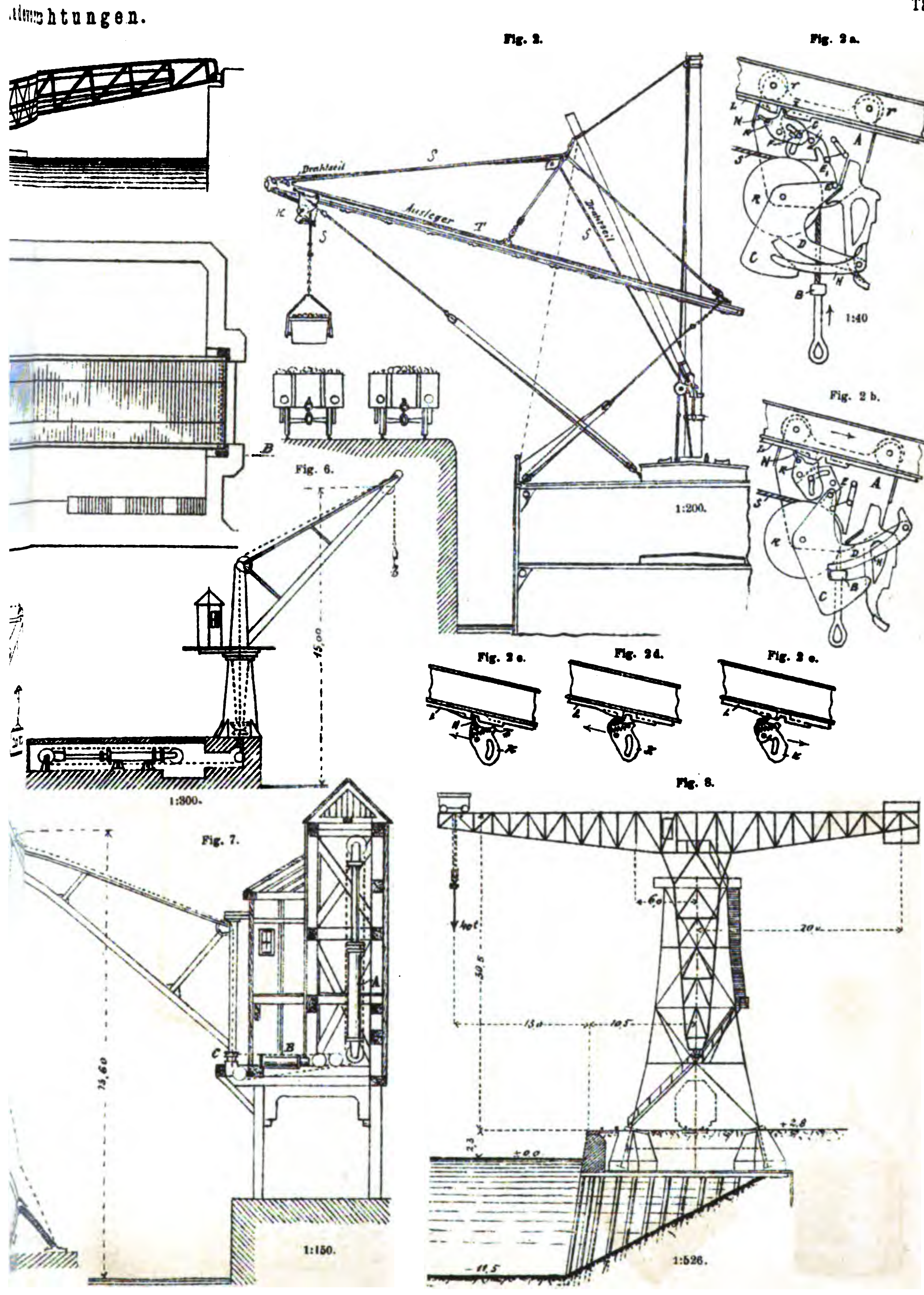

Fig. 1.
Fig. 1 a.
H.W.
N.W.
Pon
ton
3,2
1:250.
Fig. 2.
Fig. 2 a.
Fig. 4.
1:125.
1:50.
1:25.
Fig. 8.
N.W.
+4,6
-2,0
-6,3
Fig. 8 b.
60,0
1:500.
Fig. 9.
A
26,0
B
1:200.


Fig. 2.
Grober Kies
1:366.
N.W.
H.W.
Sand
1:366.
Fig. 2 a.
1:366.
Fig. 2 b.
1:366.
Fig. 5.
1:250.
Fig. 6.
1:244.
Fig. 7 c.
1:125.
Fig. 7.
Fig. 7 a.
1:125.
Fig. 7 b.
Fig. 8 a.
N.W.
H.W.
1:500.
Fig. 9 b.
Fig. 9 c.
1:200
1:800.
Fig. 9 a.
A-B
16,5

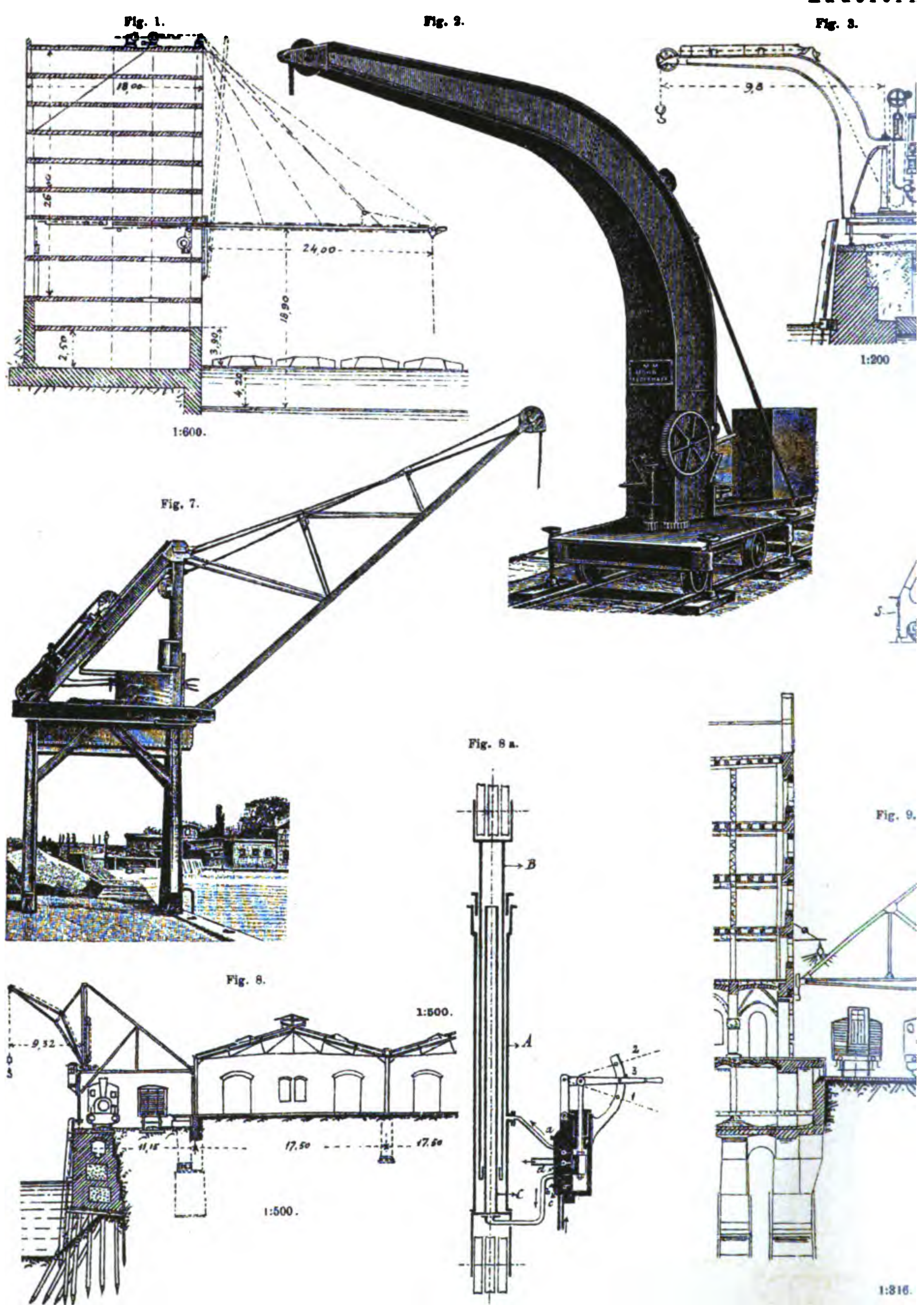

UNIVERSITY
OF

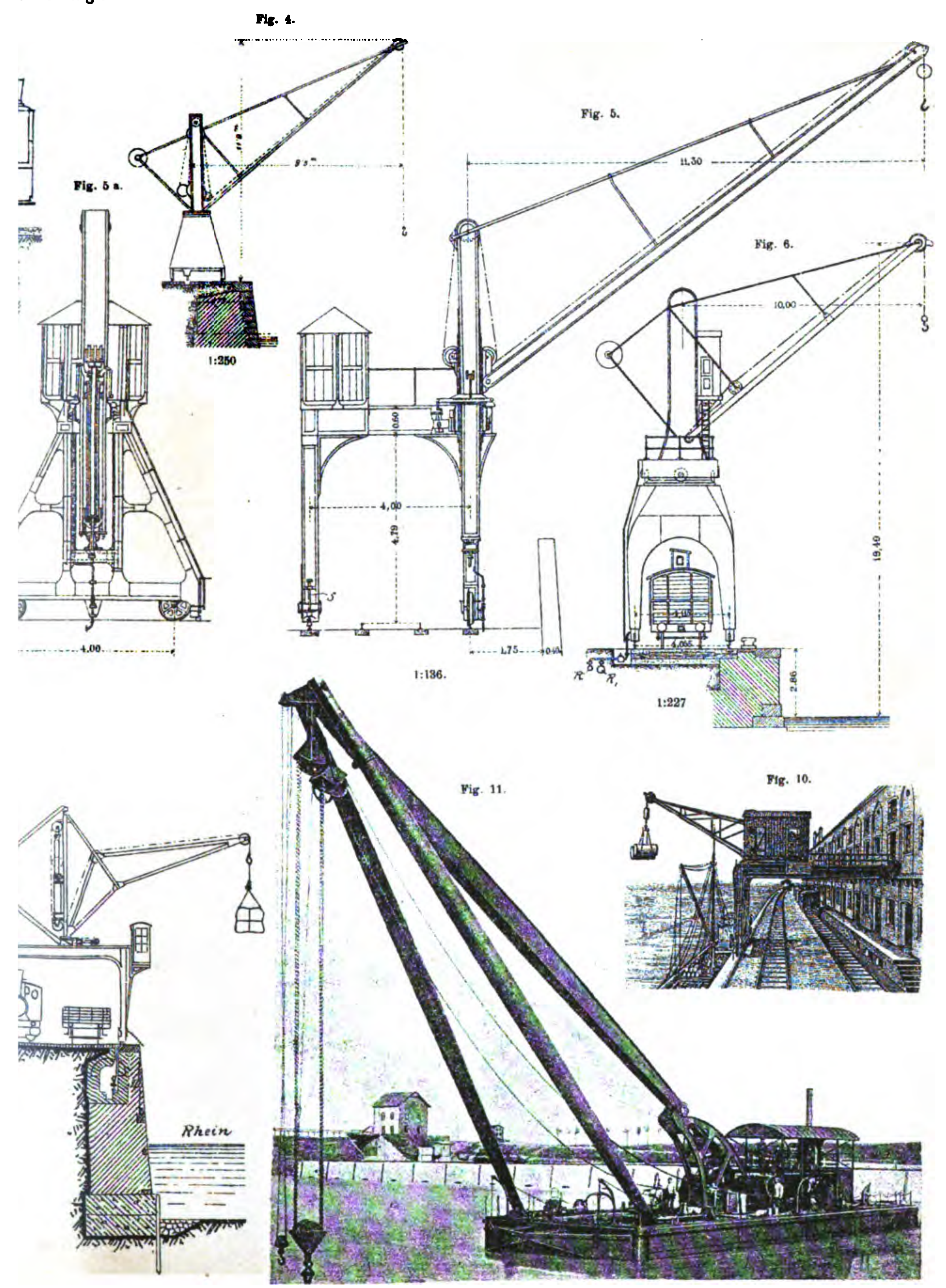



Fig. 1 a.
C-D
Fig. 1.
A-B
Fig. 1 b.
Fig. 1 d.
1:100.
Fig. 1 e.
Fig. 1 c.
Schelde
1:100.
1:400.
Fig. 3.
Fig. 4.
14,50
12,75
1:300.
Fig. 5.
7164
7164
20 T.
40 T.
M.H.W.
M.N.W.
Fig. 3 a.
Fig. 9.
Fig. 10.
1:300.


Fig. 2.
Fig. 2a.
Drahtseil
S
Ausleger
T
K
1:200.
1:40
Fig. 2b.
Fig. 6.
1:300.
15,00
Fig. 2c.
Fig. 2d.
Fig. 2e.
Fig. 8.
Fig. 7.
13,60
1:150.
20
15,0
10,5
30,5
+2,8
±0,0
-11,5
1:526.

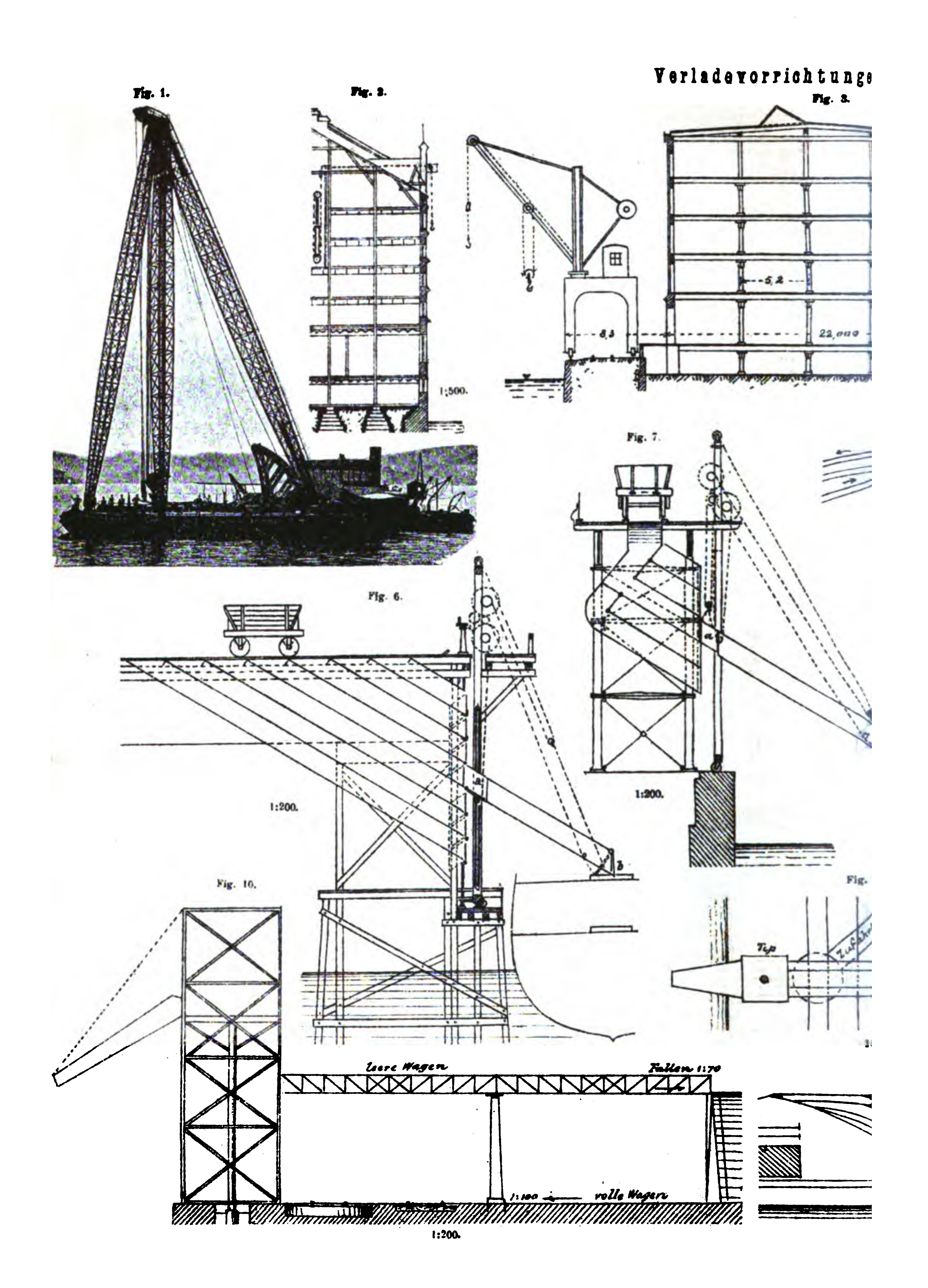

UNIVERSITY
OF
CALIFORNIA

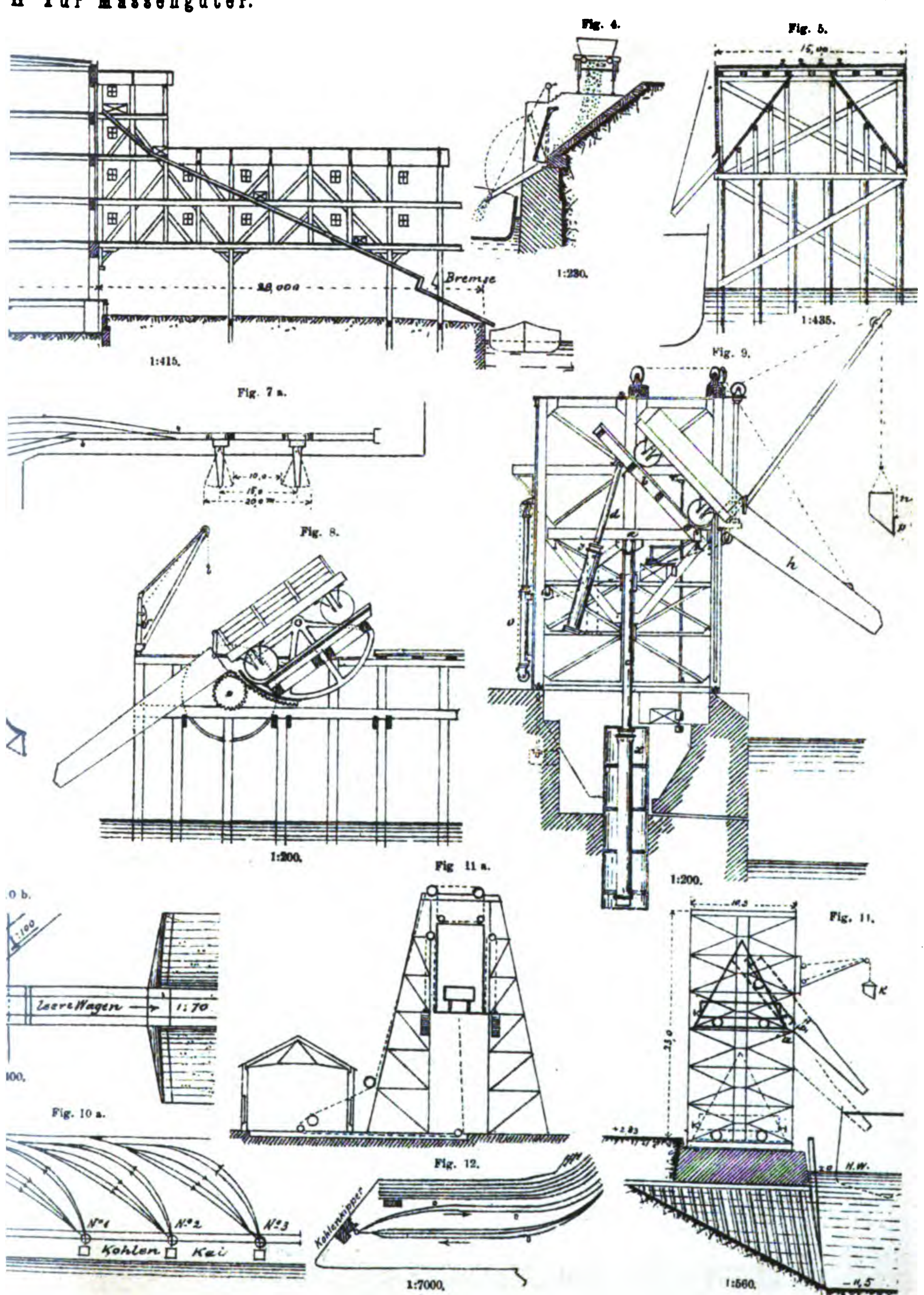

Fig. 1.
18,00
26,
24,00
18,90
2,50
3,90
4,20
1:600.
Fig. 2.
Fig. 3.
9,8
1:200
Fig. 7.
Fig. 8 a.
B
A
C
2
3
1
Fig. 8.
9,32
1:500.
17,50
17,60
1:500.
Fig. 9.
1:316.


Fig. 4.
1:250
Fig. 5 a.
4,00
Fig. 5.
11,30
0,60
4,00
4,79
1,75
0,40
1:136.
Fig. 6.
10,00
19,40
2,86
1:227
Fig. 11.
Fig. 10.
Rhein

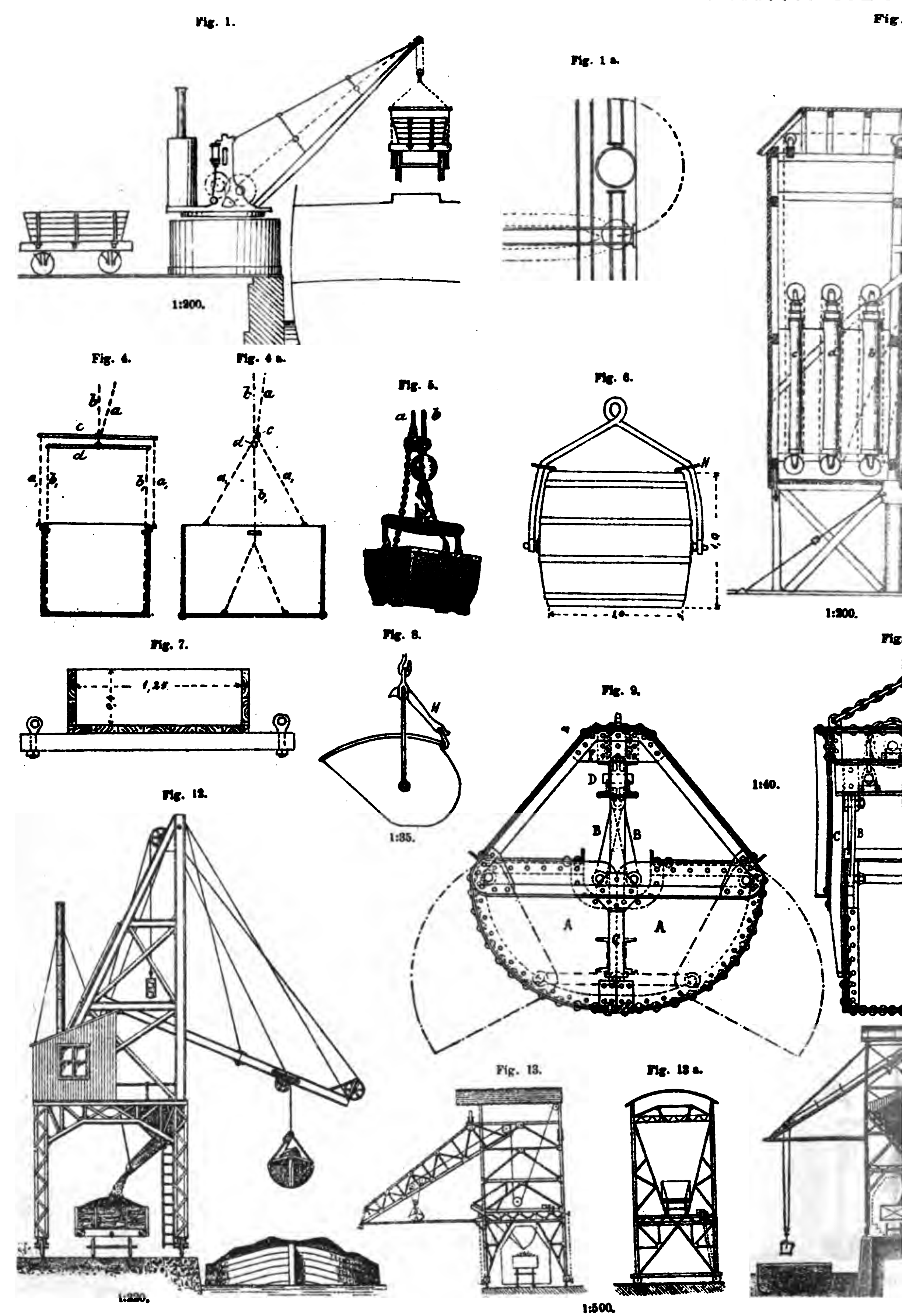

UNIVERSITY
OF
CALIFORNIA

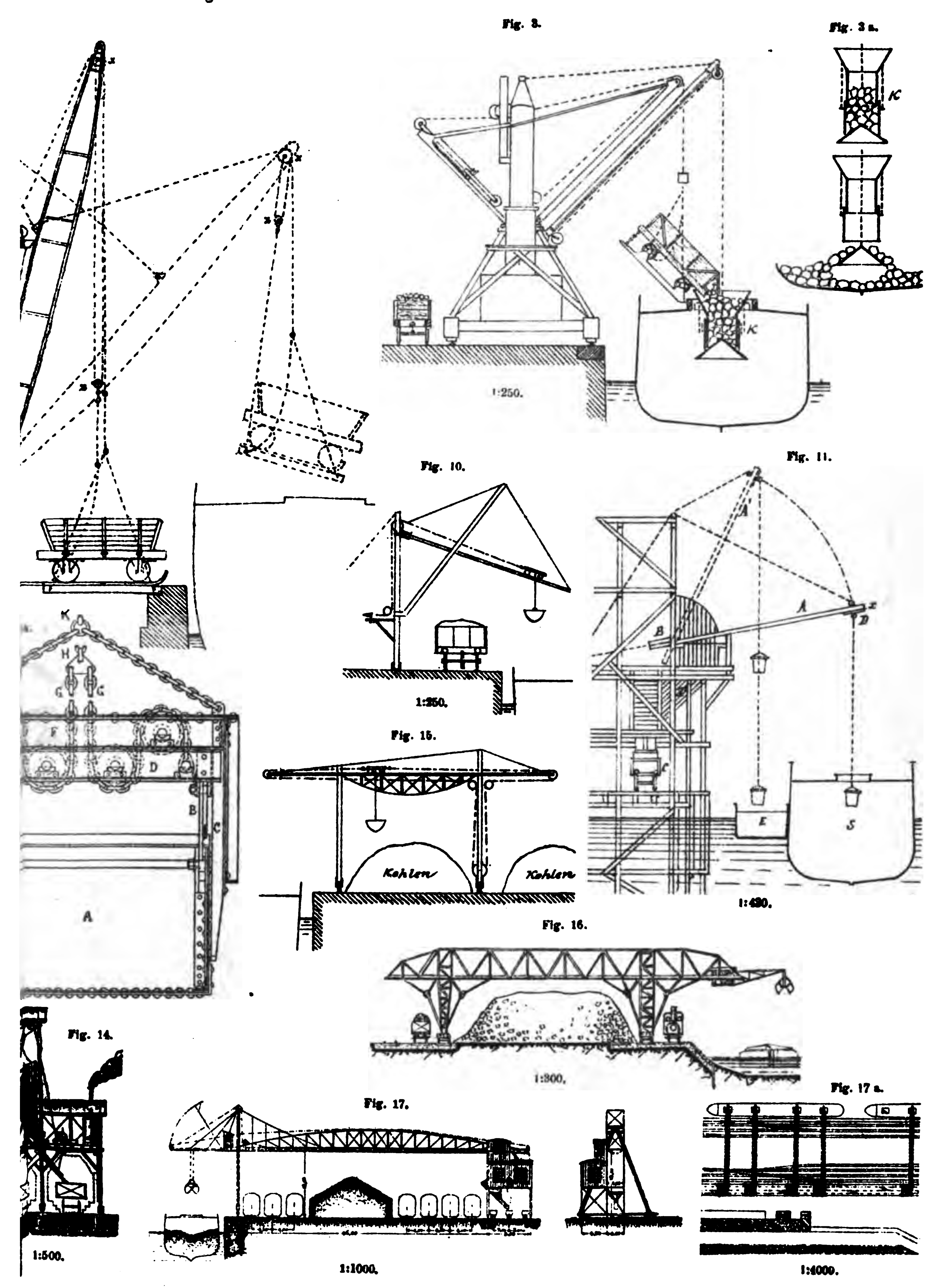



Fig. 1.
Fig. 2.
Fig. 3.
1:500.
5,2
8,5
22,000
Fig. 7.
Fig. 6.
1:200.
1:200.
Fig. 10.
Fig.
Tip
leere Wagen
Fallen 1:70
1:100
volle Wagen
1:200.


Fig. 4.
Fig. 5.
15,00
1:230.
1:435.
Bremse
28,000
1:415.
Fig. 7 a.
Fig. 9.
10,0
15,0
20,0 m
Fig. 8.
d
h
1:200.
1:200.
Fig 11 a.
Fig. 11.
Leere Wagen
1:70
Fig. 10 a.
23,0
+2,83
H.W.
N° 1
N° 2
N° 3
Kohlen
Kai
Fig. 12.
Kohlenkipper
1:7000.
1:560.
-11,5

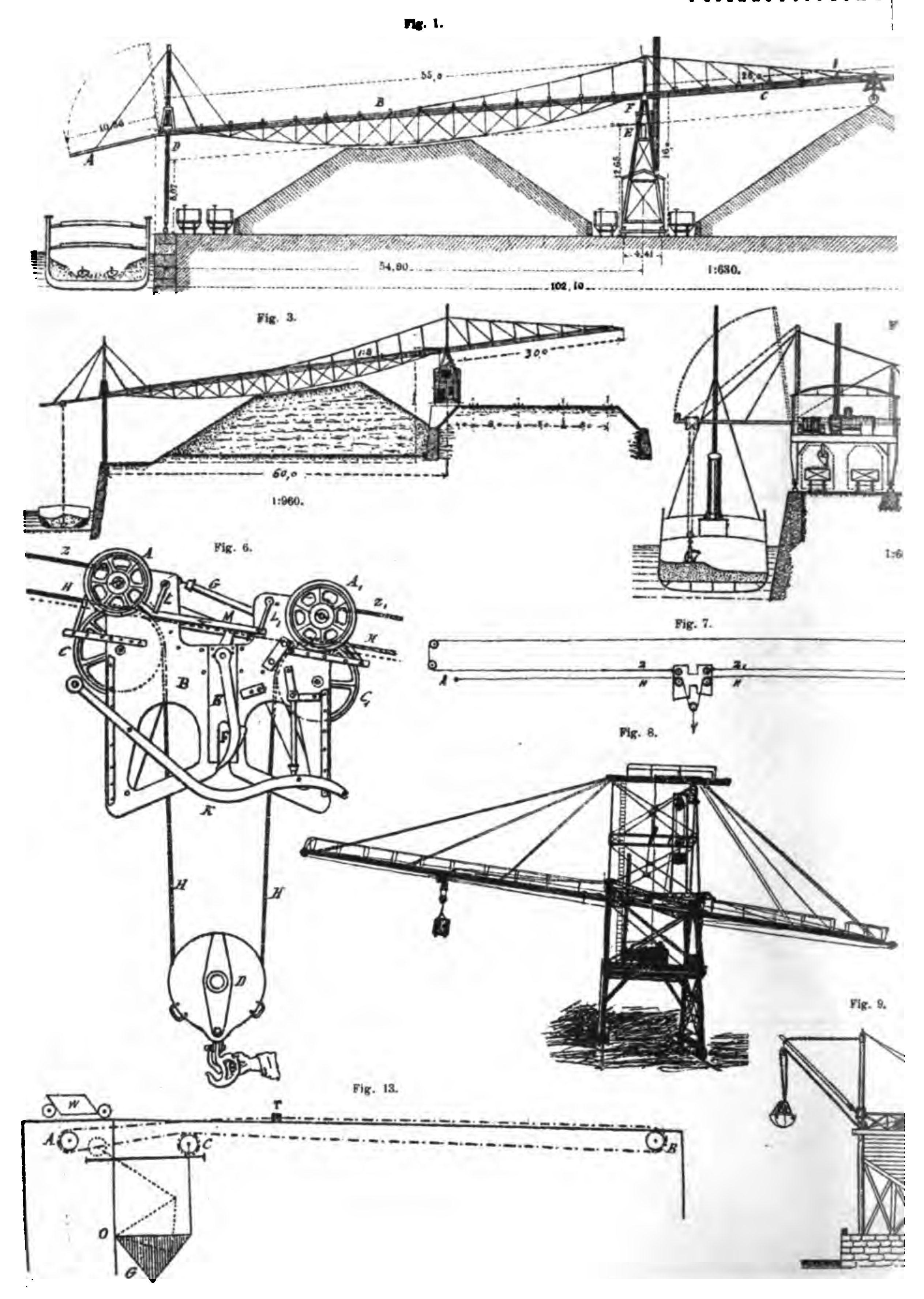


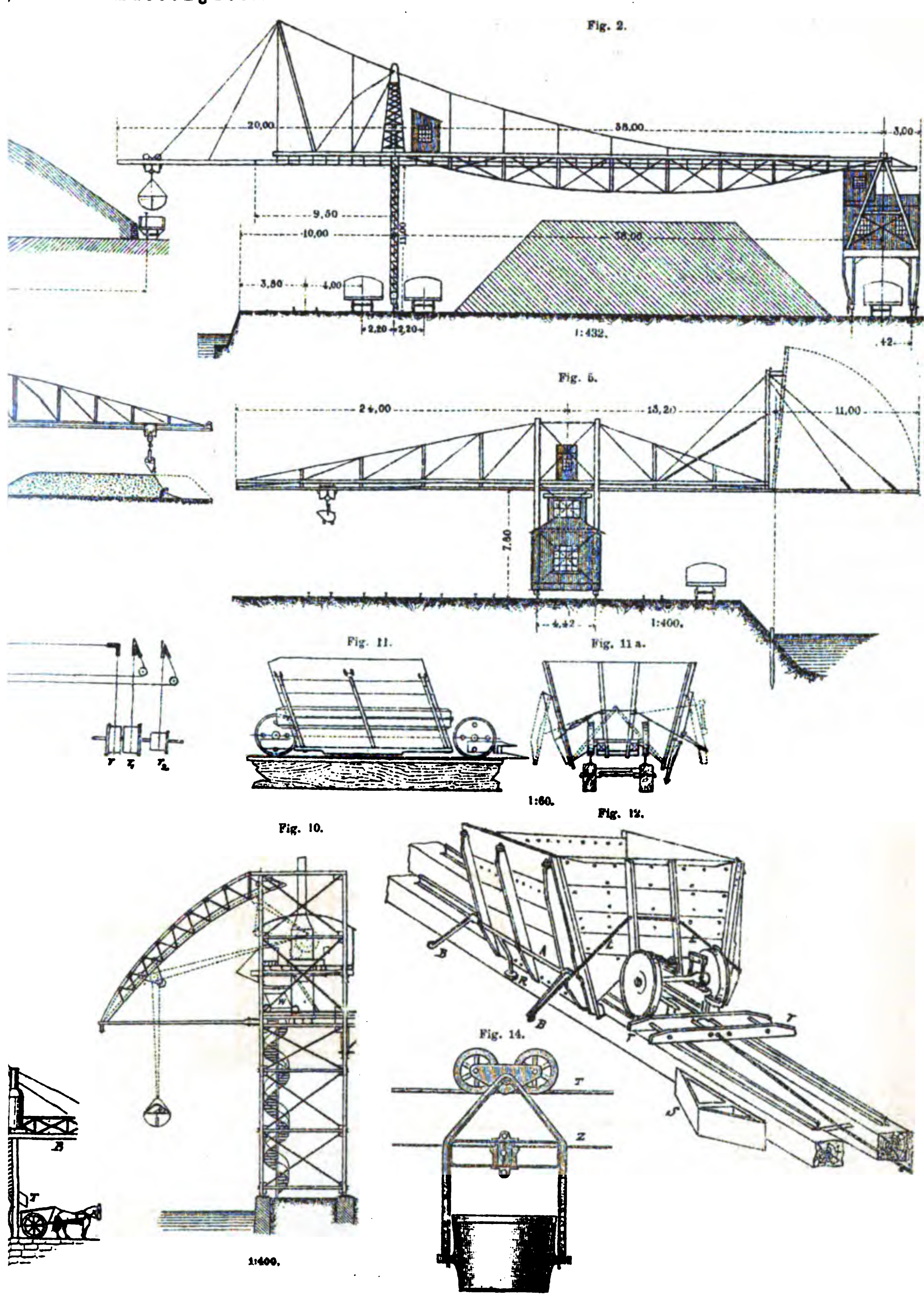

Fig. 1.
1:200.
Fig. 1 a.
Fig.
1:200.
Fig. 4.
Fig. 4 a.
Fig. 5.
Fig. 6.
Fig. 7.
Fig. 8.
1:35.
Fig. 9.
1:40.
Fig. 12.
1:220.
Fig. 13.
Fig. 13 a.
1:500.


Fig. 8.
Fig. 8a.
K
K
1:250.
Fig. 10.
Fig. 11.
1:250.
Fig. 15.
Kohlen
Kohlen
1:400.
Fig. 16.
1:300.
Fig. 14.
1:500.
Fig. 17.
1:1000.
Fig. 17 a.
1:4000.

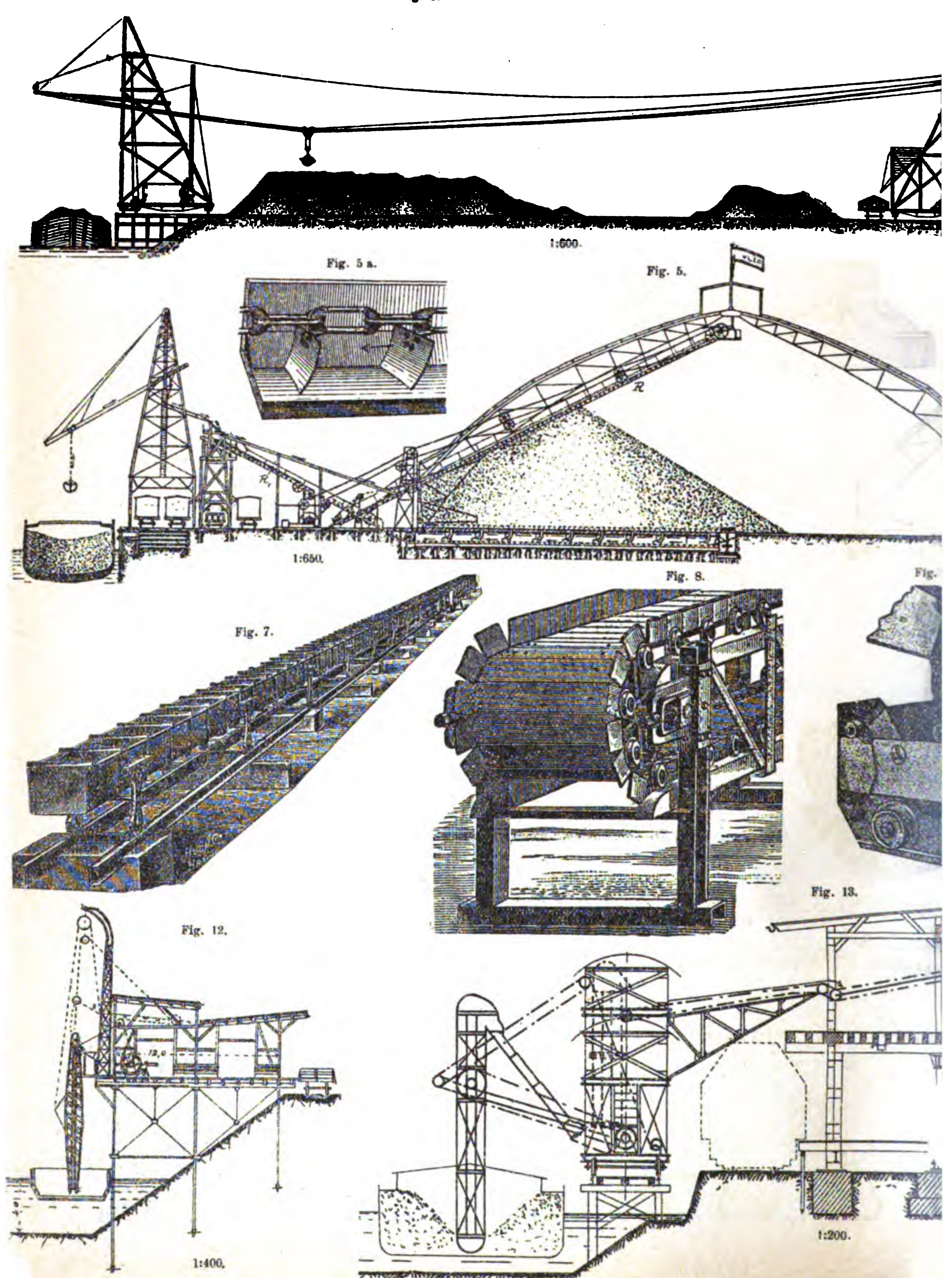





Fig. 1.
55,0
10,66
A
B
C
D
E
F
54,90
4,41
1:630.
102,10
Fig. 3.
30,0
60,0
1:960.
Fig. 6.
Fig. 7.
Fig. 8.
Fig. 9.
Fig. 13.
W
T
A
B
C
O
G
D
H
K

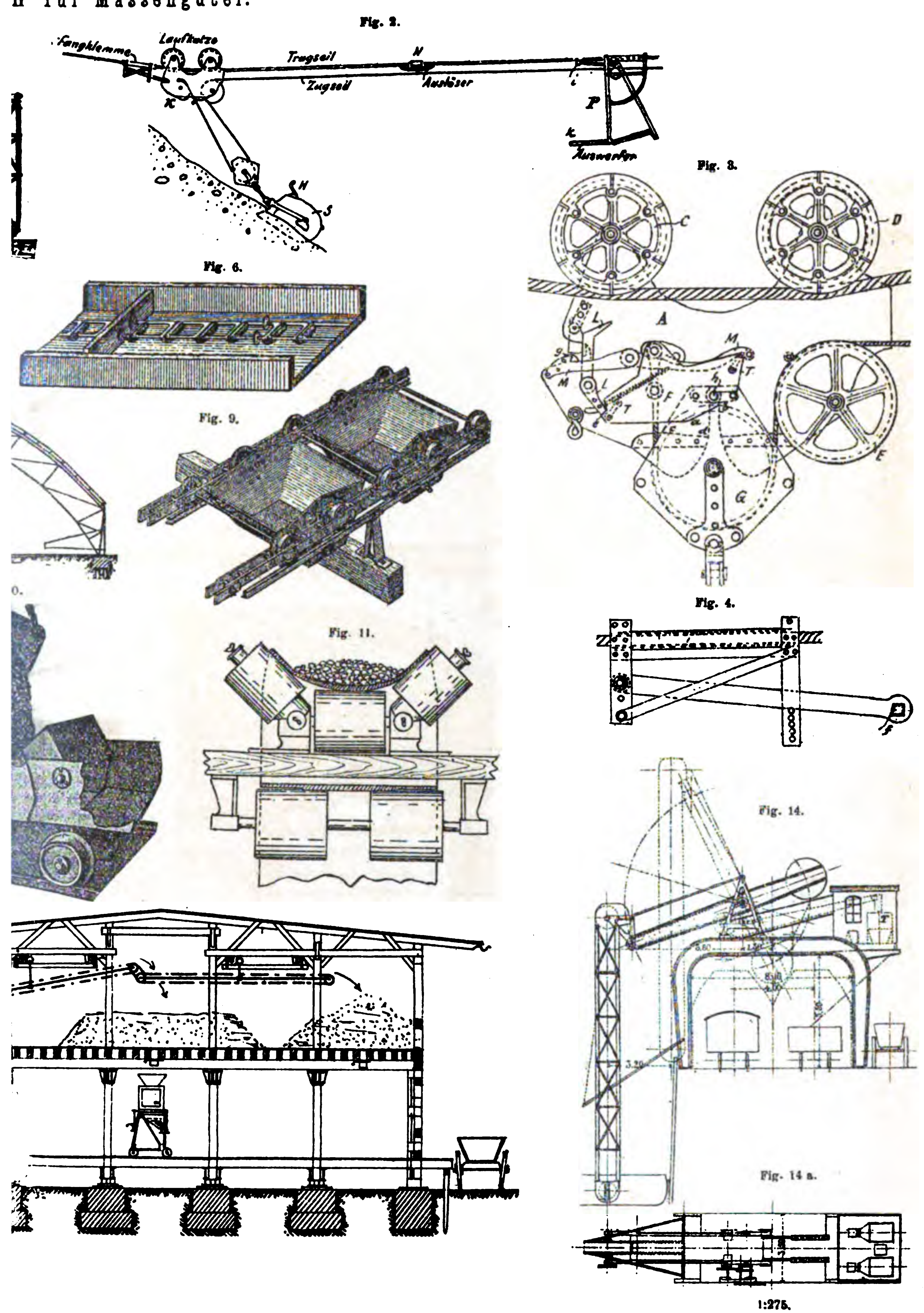

Fig. 2.
20,00
38,00
3,00
9,50
10,00
38,00
3,80
4,00
2,20
2,20
1:432.
Fig. 5.
24,00
11,00
7,30
1:400.
Fig. 11.
Fig. 11 a.
1:60.
Fig. 12.
Fig. 10.
1:400.
Fig. 14.


LIBRARY
OF THE
UNIVERSITY
OF
CALIFORNIA


Fig. 1.
1:600.
Fig. 5 a.
Fig. 5.
1:650.
Fig. 7.
Fig. 8.
Fig. 12.
Fig. 13.
1:400.
1:200.

Taf. 26.

n für Massengüter.







UNIVERSITY
OF
CALIFORNIA

Fig. 1.

Fig. 1 a.

1:240

Fig. 2.

1:1000.

Fig. 4.

1:740.

Fig. 5.

1:540.

Fig. 5 a.

Albert Dock

1:31800

Fig. 8.

1:350.

pen.

Fig. 3.

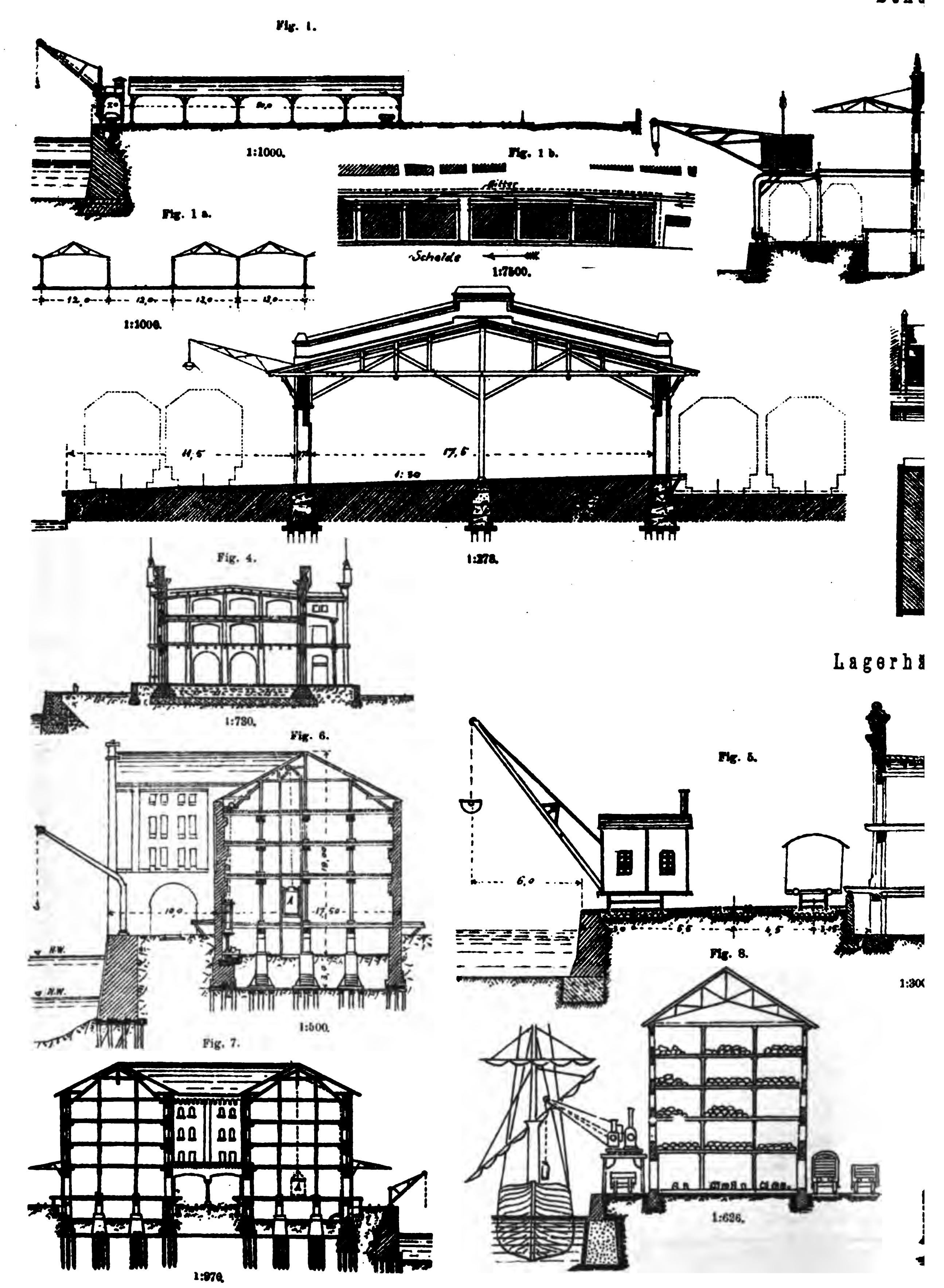
Fig. 6.

Fig. 7.

Fig. 9.

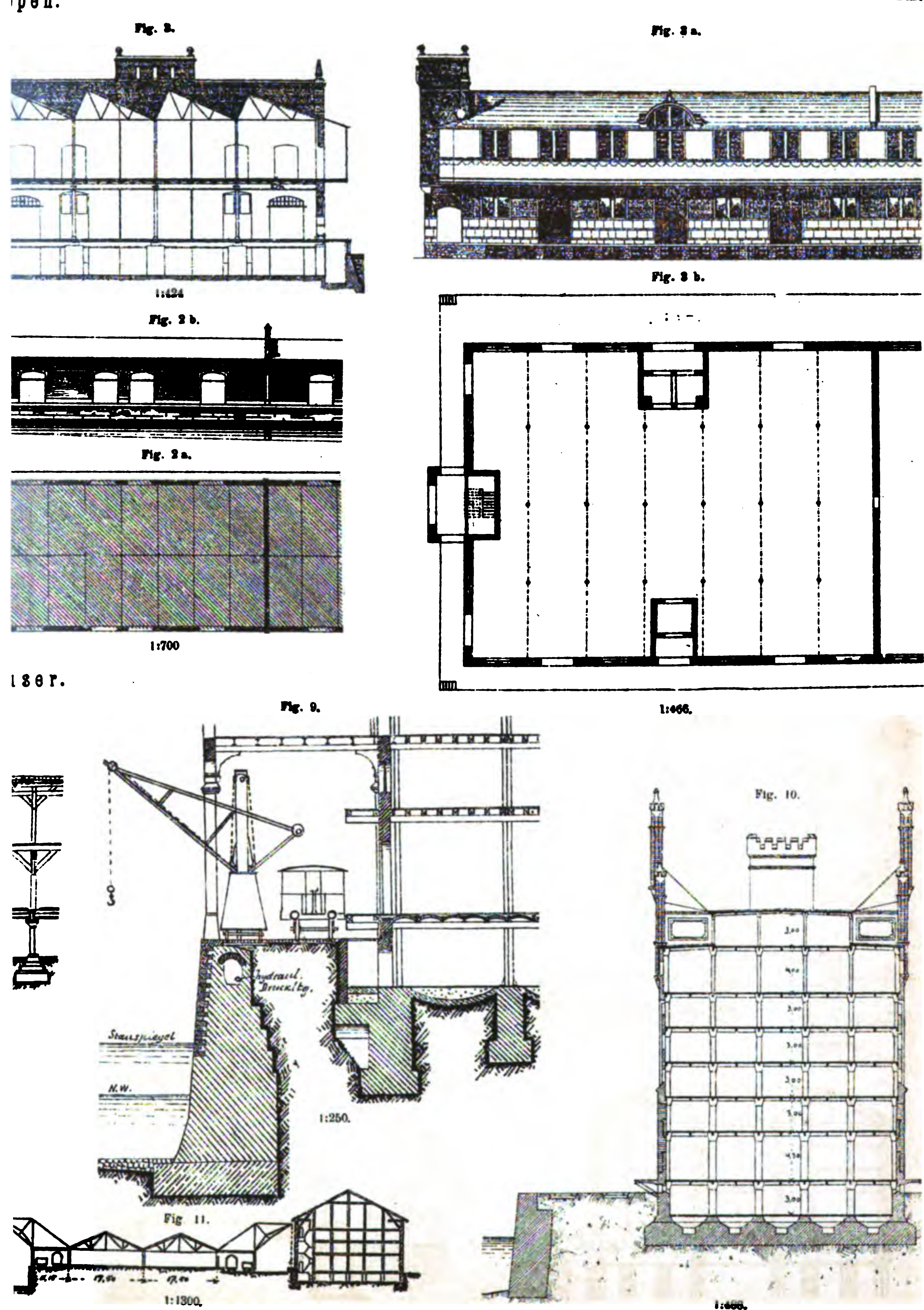
Fig. 10.


OF THE
UNIVERSITY
OF



Schu
Fig. 1.
1:1000.
Fig. 1 b.
Scheldt
1:7500.
Fig. 1 a.
1:1000.
11,5
17,5
1:278.
Fig. 4.
1:730.
Lagerhä
Fig. 6.
Fig. 5.
6,0
1:500.
Fig. 8.
Fig. 7.
1:626.
1:970.

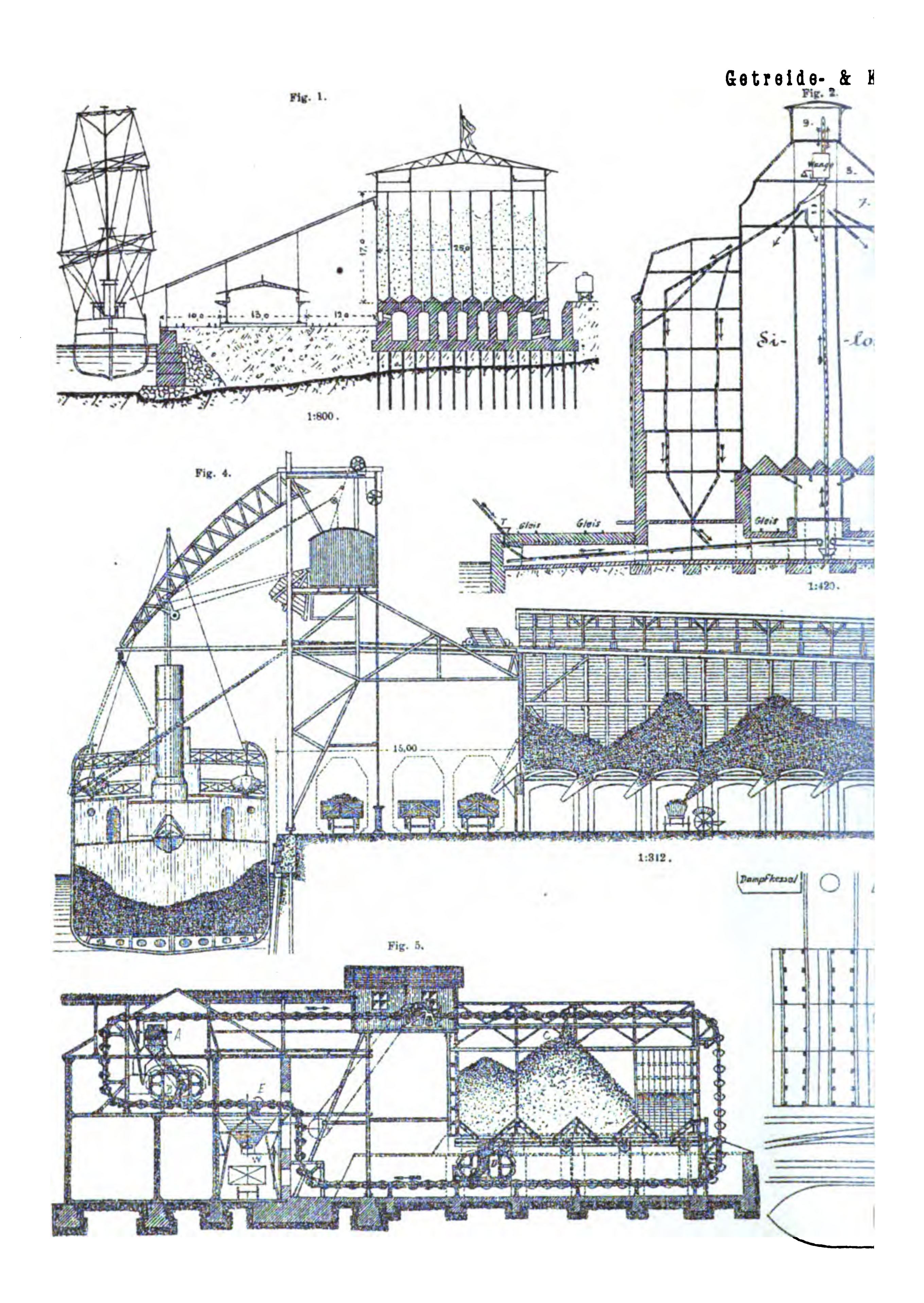
pen.


Fig. 2.
1:424
Fig. 2 b.
Fig. 2 a.
1:700
Fig. 3 a.
Fig. 3 b.
1:466.
Fig. 9.
hydraul. Druckltg.
Stauspiegel
N.W.
1:250.
Fig. 10.
Fig. 11.
1:1300.

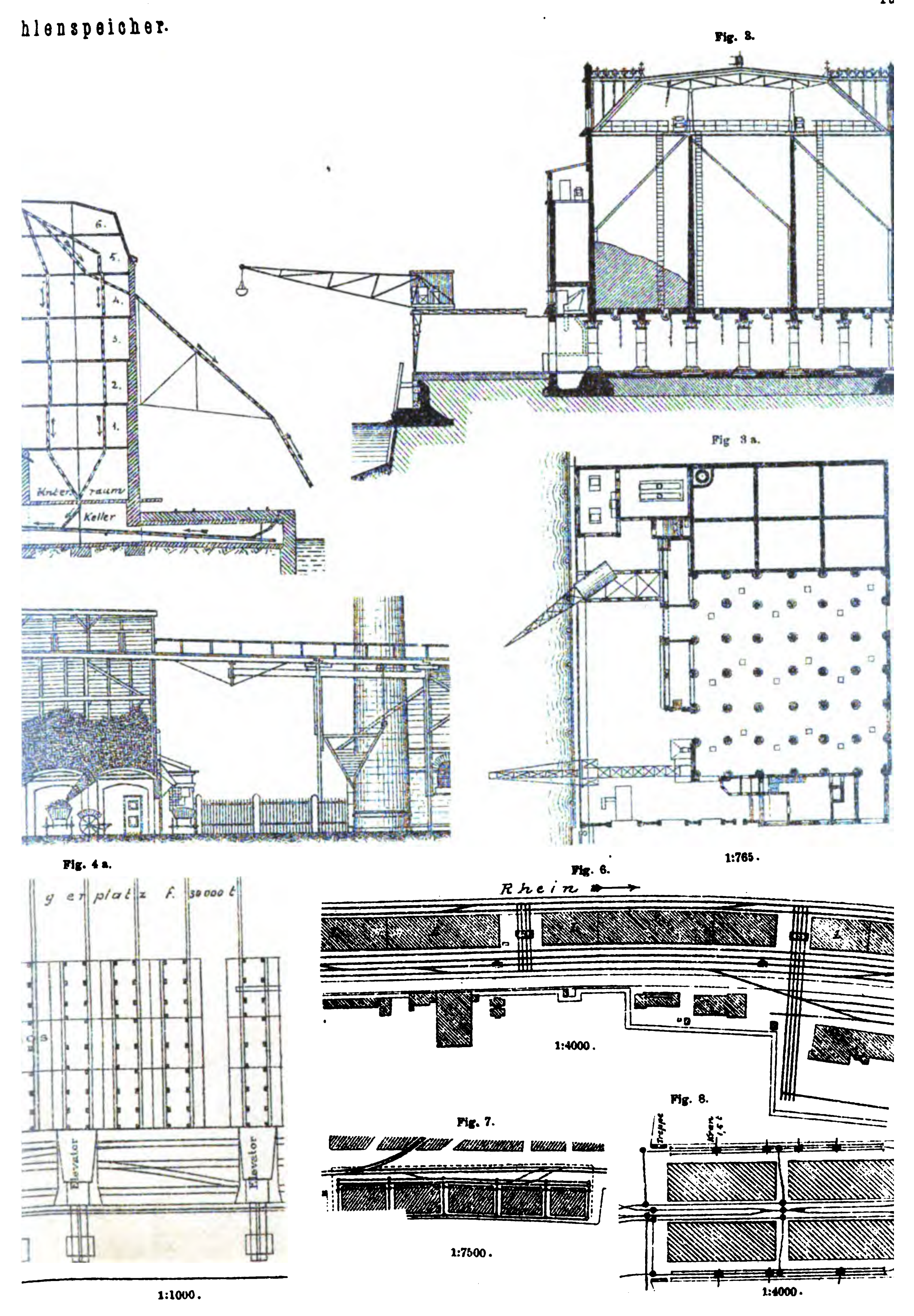
iser.


UNIVERSITY
OF
CALIFORNIA


UNIVERSITY
OF
CALIFORNIA

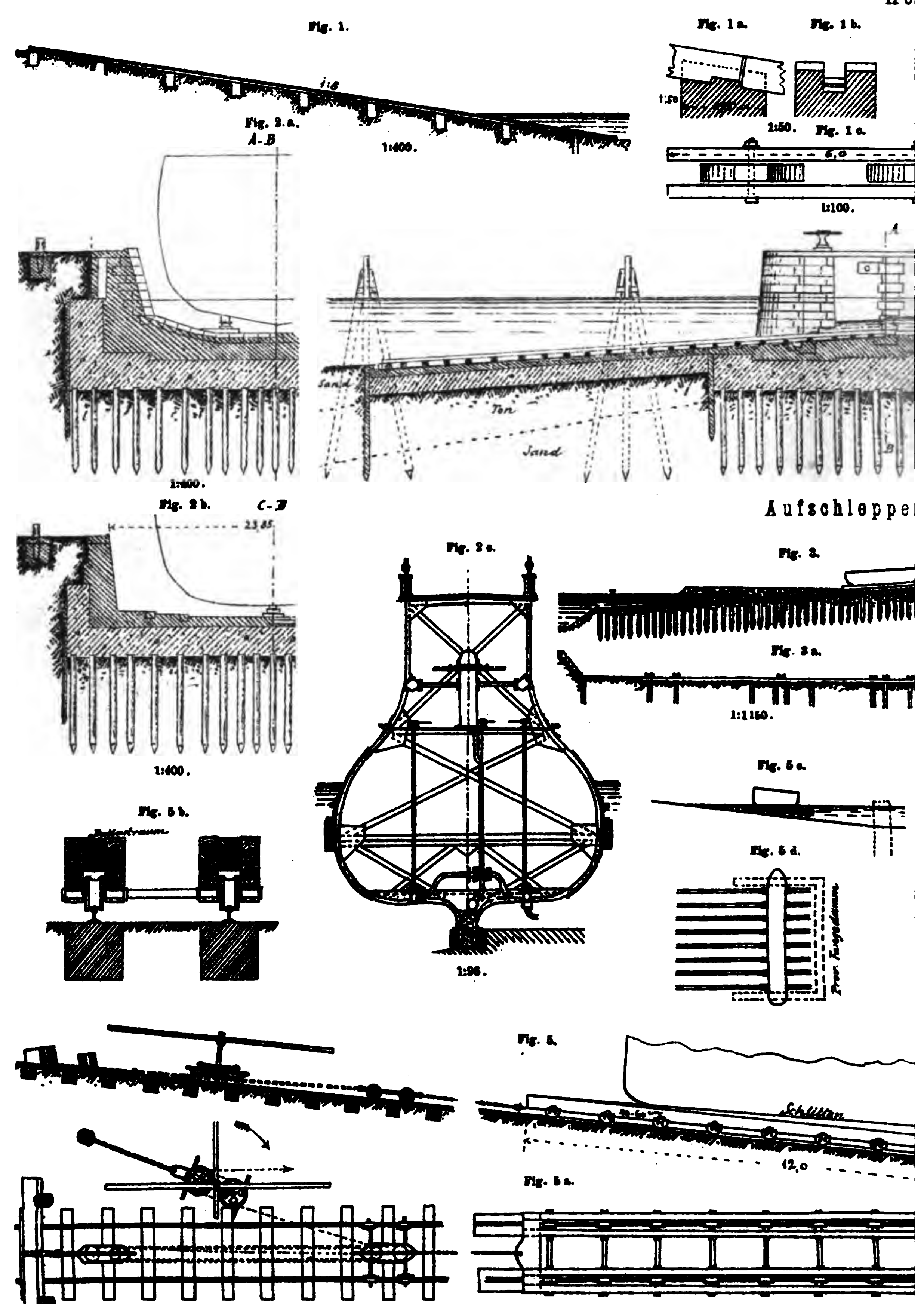

Getreide- & K
Fig. 1.
Fig. 2.
Waage
Si-
-lo
Gleis
Gleis
Gleis
1:800.
1:420.
Fig. 4.
15,00
1:312.
Dampfkessel
Fig. 5.

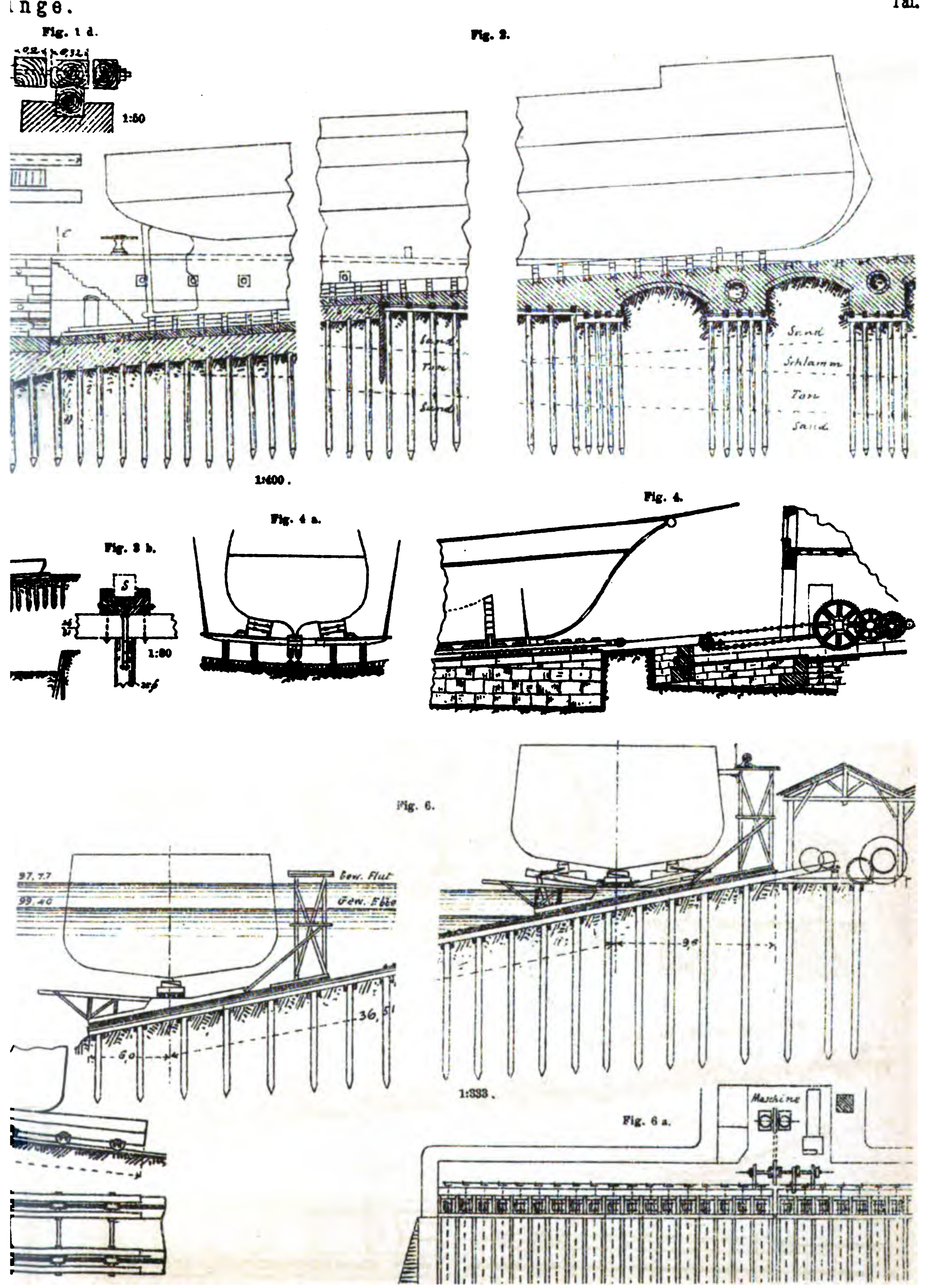
hlenspeicher.




OF THE
UNIVERSITY
OF
CALIFORNIA


UNIVERSITY
OF
CALIFORNIA

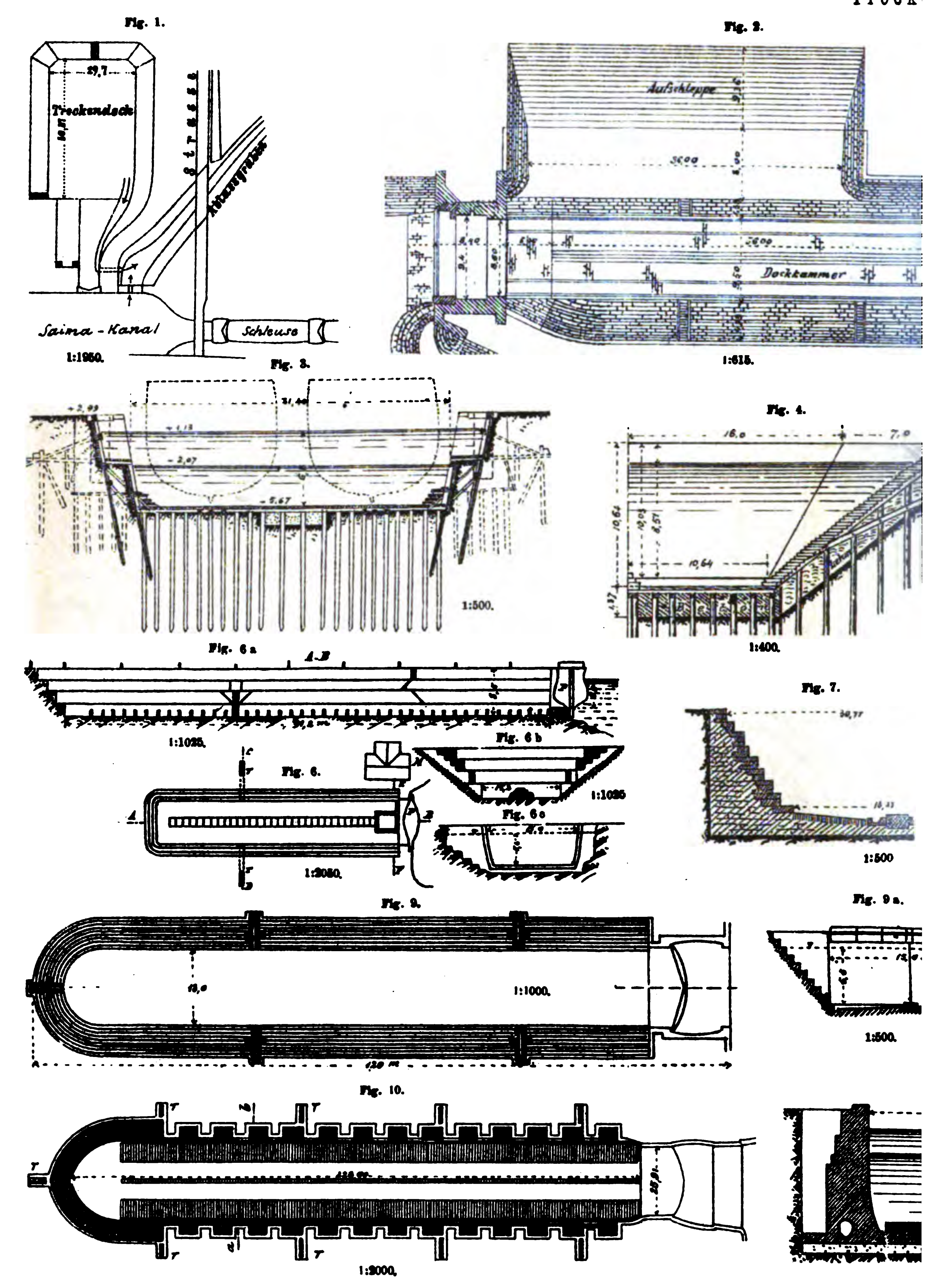

He
Aufschleppe
Fig. 1.
1:400.
Fig. 1 a.
Fig. 1 b.
1:50.
Fig. 1 c.
1:100.
Fig. 2 a.
A-B
Sand
Ton
Sand
1:400.
Fig. 2 b.
C-D
23,85
1:400.
Fig. 2 c.
1:96.
Fig. 3.
Fig. 3 a.
1:1150.
Fig. 5 b.
Fig. 5 c.
Fig. 5 d.
Fig. 5.
Schlitten
42,0
Fig. 5 a.
1:125.

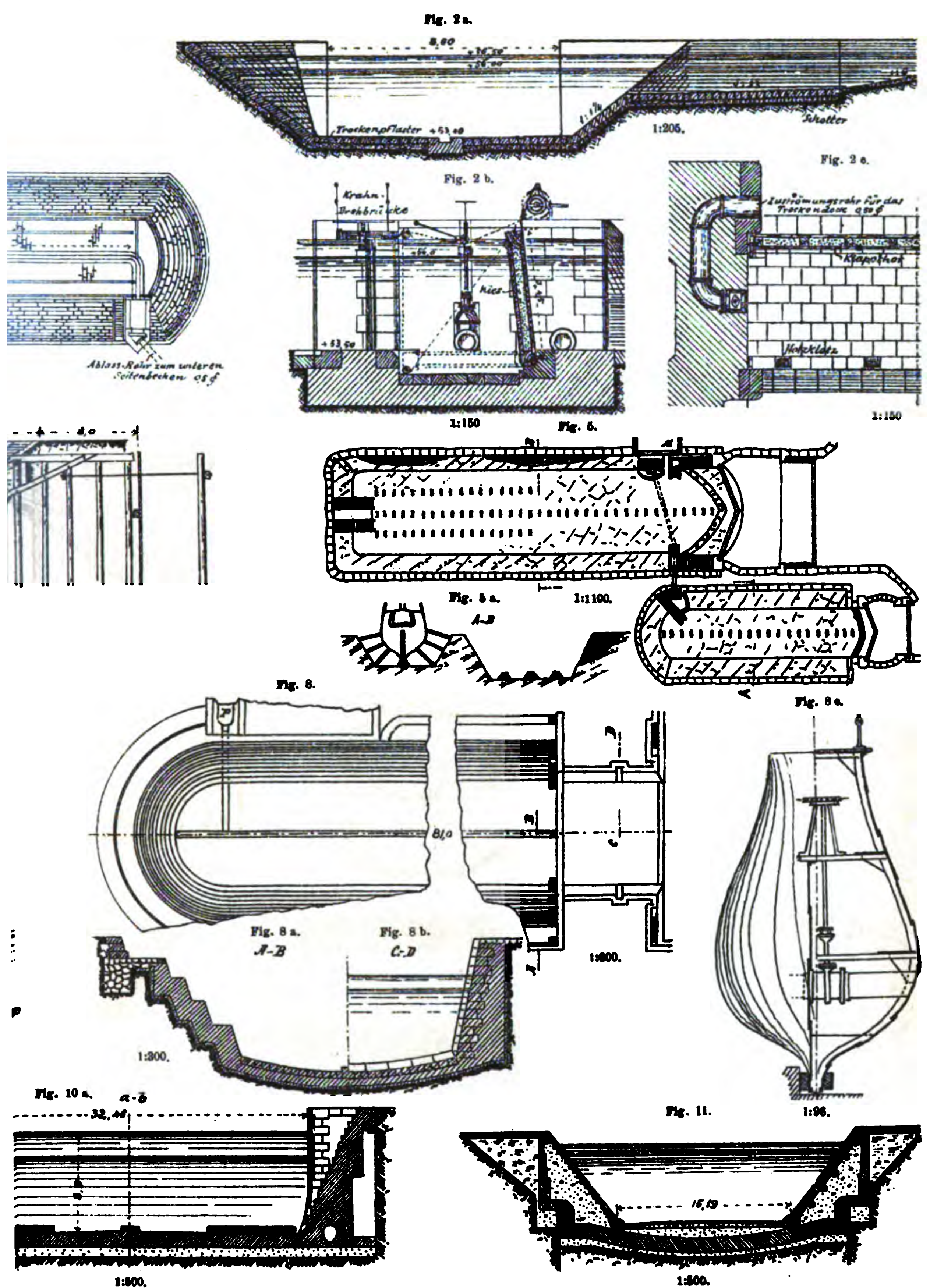

Fig. 1 d.
1:50
Fig. 2.
Sand
Ton
Sand
Schlamm
1:400.
Fig. 3 b.
S
1:80
Fig. 4 a.
Fig. 4.
Fig. 6.
Gew. Flut
Gew. Ebbe
36,5
6,0
9,0
1:333.
Maschine
Fig. 6 a.

1:666.



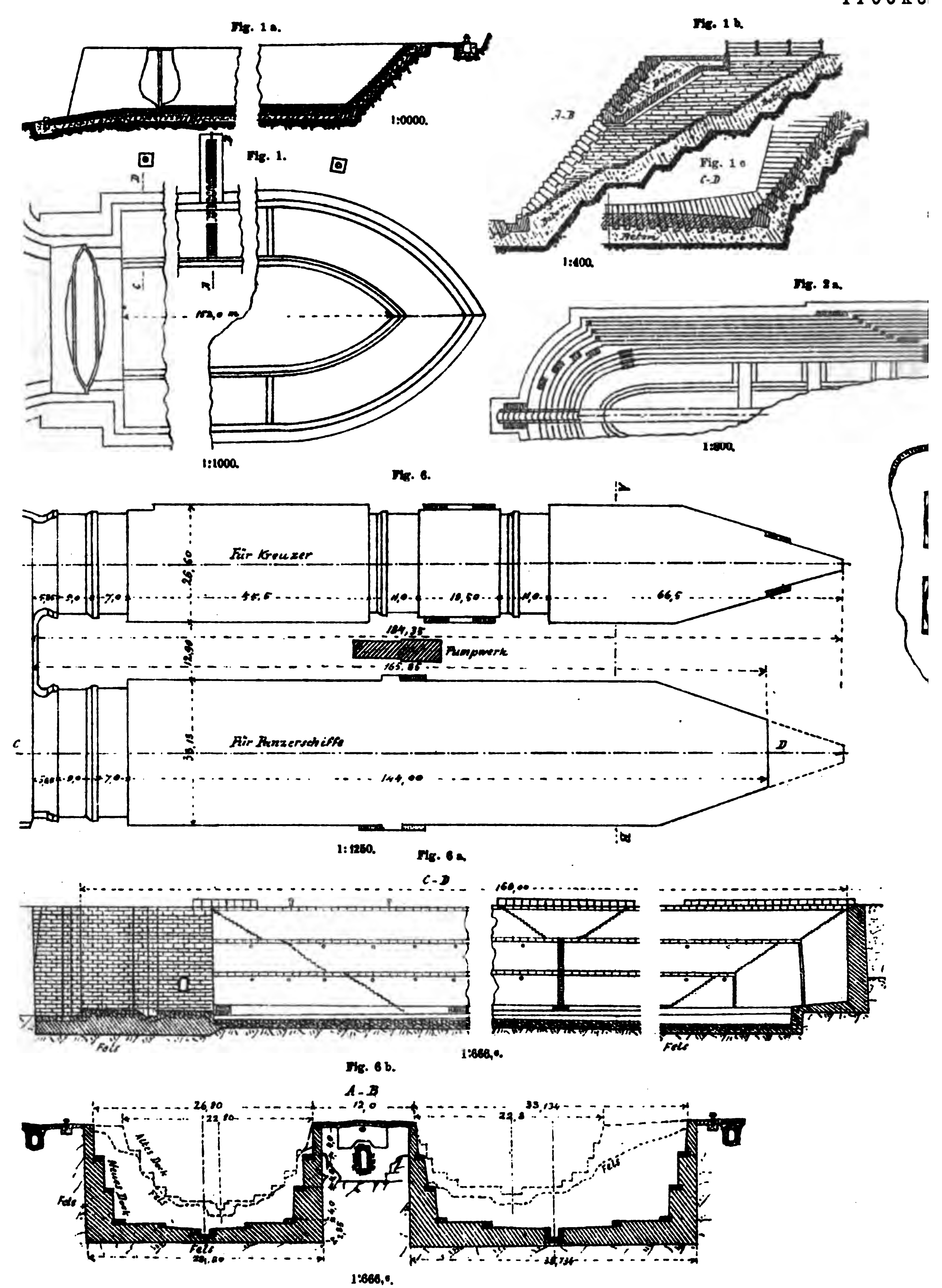

UNIVERSITY
OF
CALIFORNIA

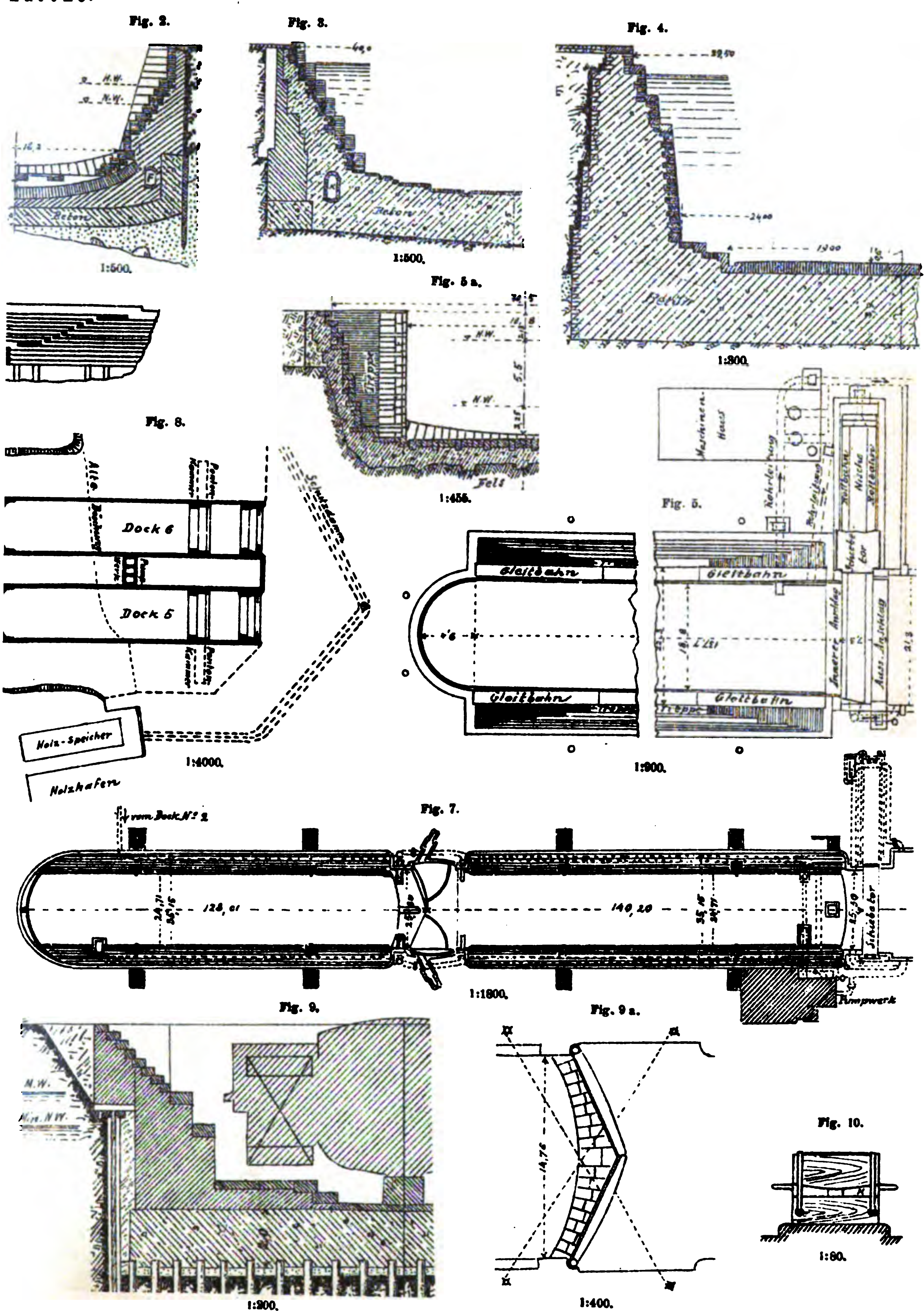

Fig. 1.
29,7
Trockendock
Saima-Kanal
Schleuse
1:1950.
Fig. 2.
Aufschleppe
Dockkammer
1:615.
Fig. 3.
1:500.
Fig. 4.
1:400.
Fig. 6 a
A-B
1:1025.
Fig. 6 b
1:1025
Fig. 6.
1:2050.
Fig. 6 c
Fig. 7.
1:500
Fig. 9.
1:1000.
Fig. 9 a.
1:500.
Fig. 10.
1:2000.


Fig. 2a.
1:205.
Schotter
Trockenpflaster
Fig. 2b.
Krahn-Drehbrücke
Kies
1:150
Fig. 2c.
Zuströmungsrohr für das Trockendock
Klappthor
Holzklotz
1:150
Ablass-Rohr zum unteren Seitenbecken
Fig. 5.
Fig. 5a.
1:1100.
Fig. 8.
81,0
1:800.
Fig. 8a.
A-B
Fig. 8b.
C-D
1:300.
1:96.
Fig. 10a.
a-b
32,46
1:500.
Fig. 11.
15,19
1:500.


UNIVERSITY
OF
CALIFORNIA


UNIVERSITY
OF
CALIFORNIA


Fig. 1 a.
1:0000.
Fig. 1.
1:1000.
Fig. 1 b.
Fig. 1 c
C-D
1:400.
Fig. 2 a.
1:800.
Fig. 6.
Für Kreuzer
Pumpwerk
Für Panzerschiffe
1: 1250.
Fig. 6 a.
C-D
Fels
1:666,6.
Fig. 6 b.
A-B
Altes Dock
Neues Dock
Fels
1:666,6.


Fig. 2.
1:500.
Fig. 3.
Beton
1:500.
Fig. 4.
Beton
1:300.
Fig. 5 a.
Fels
1:455.
Fig. 8.
Dock 6
Dock 5
Holz-Speicher
Holzhafen
1:4000.
Gleitbahn
Fig. 5.
Maschinen-Haus
Rohrleitung
Schiebetor
Gleitbahn
Treppe
1:900.
Fig. 7.
vom Dock № 2
128,01
140,20
Schiebetor
Pumpwerk
1:1800.
Fig. 9.
N.W.
1:200.
Fig. 9 a.
14,76
1:400.
Fig. 10.
1:60.


UNIVERSITY
OF
CALIFORNIA


UNIVERSITY
OF
CALIFORNIA

Fig. 1 b.

Fig. 1 c.

Fig. 1 a.

1:400.

Fig. 1.

1:1600.

Fig. 1 d

Fig. 4.

1:400.

Fig. 5.

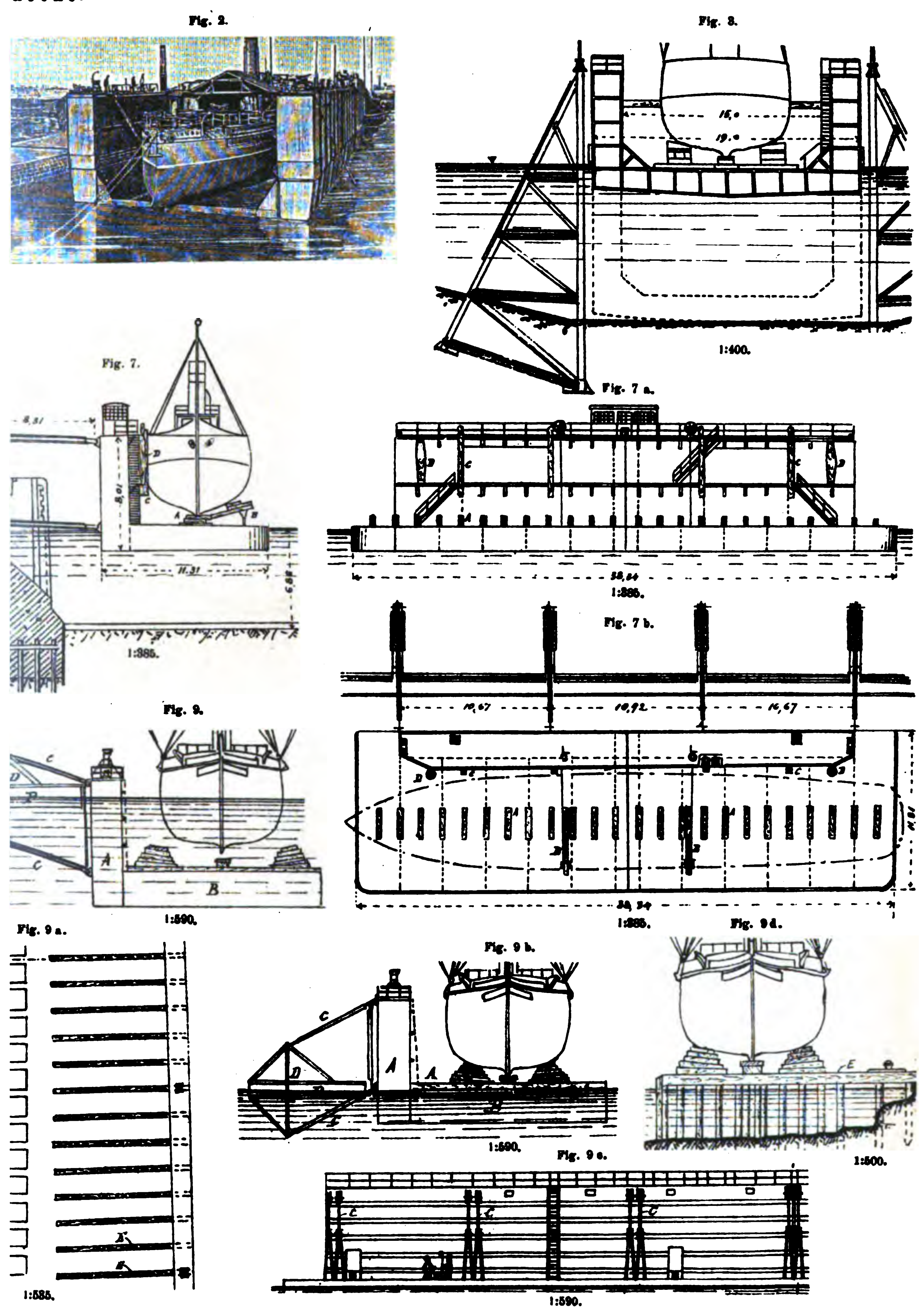
Fig. 6.

1:552.

Fig. 8.

Fig. 8 a

Fig. 8 b.


Fig. 2.
Fig. 3.
1:400.
Fig. 7.
1:385.
Fig. 7 a.
1:385.
Fig. 7 b.
10,67
10,92
10,67
1:385.
Fig. 9.
1:590.
Fig. 9 a.
1:585.
Fig. 9 b.
1:590.
Fig. 9 d.
1:500.
Fig. 9 c.
1:590.


UNIVERSITY
OF
CALIFORNIA

Schiffah

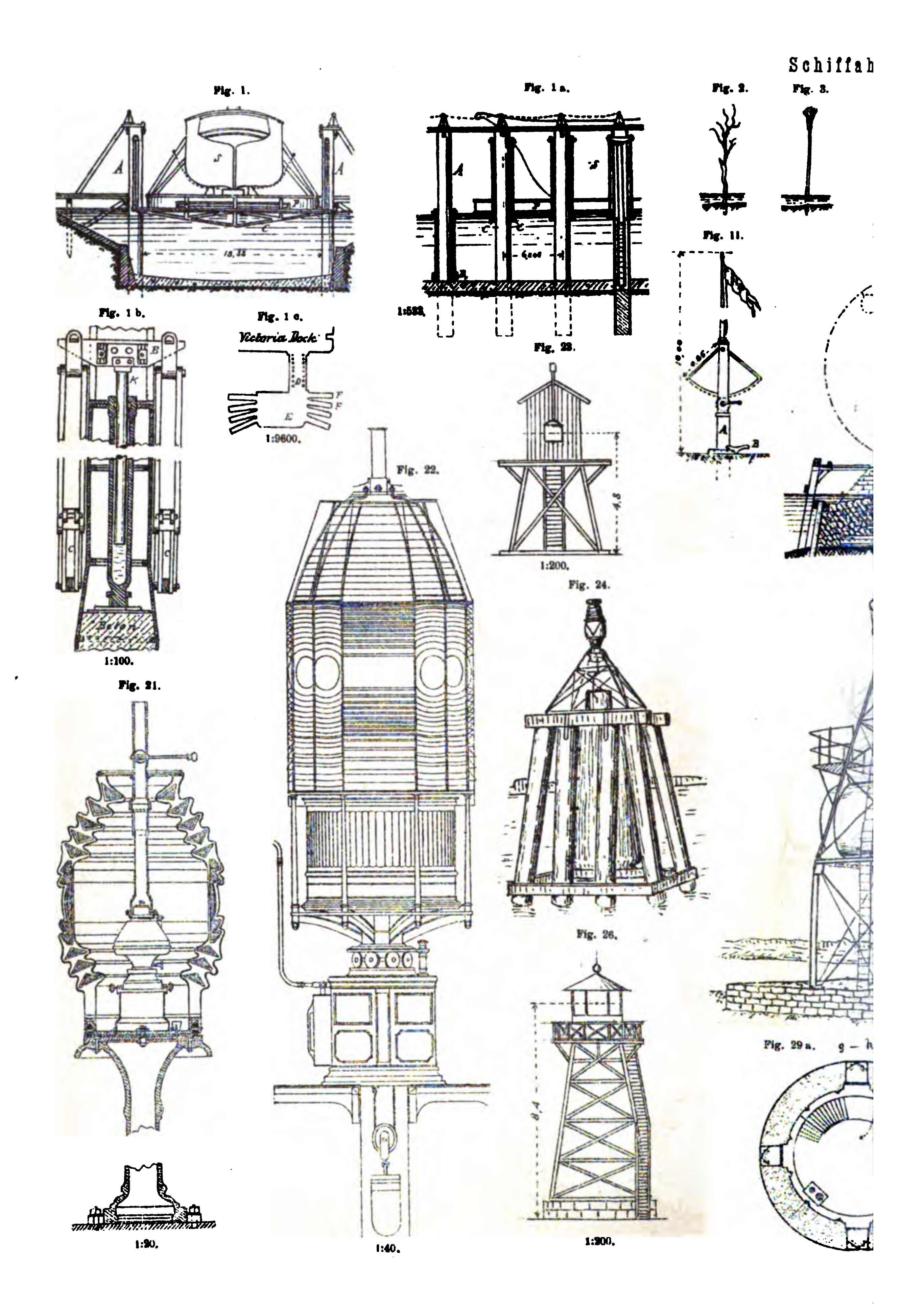
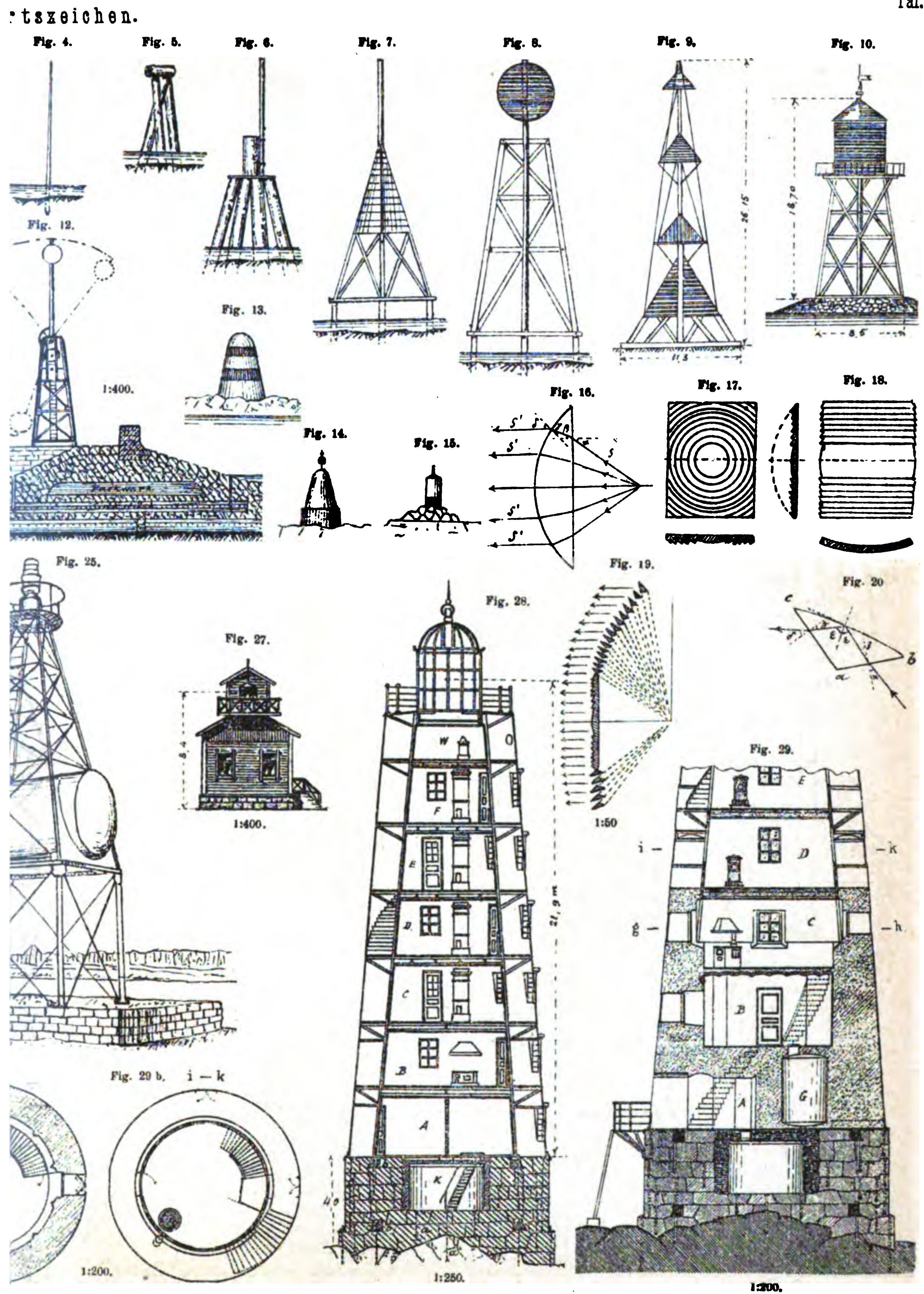


Fig. 1.
A
S
A
F
C
13,38
Fig. 1 a.
A
S
F
C
C
6,00
B
1:533
Fig. 2.
Fig. 3.
Fig. 11.
A
B
Fig. 1 b.
B
K
C
C
1:100.
Fig. 1 c.
Victoria Dock
D
F
F
E
1:9600.
Fig. 23.
4,8
1:200.
Fig. 24.
Fig. 22.
Fig. 21.
1:20.
1:40.
Fig. 26.
8,4
1:200.
Fig. 29 a.
g — h

:tszeichen.


Fig. 4.
Fig. 5.
Fig. 6.
Fig. 7.
Fig. 8.
Fig. 9.
Fig. 10.
Fig. 12.
Fig. 13.
1:400.
Fig. 14.
Fig. 15.
Fig. 16.
Fig. 17.
Fig. 18.
Fig. 19.
1:50
Fig. 20
Fig. 25.
Fig. 27.
1:400.
Fig. 28.
1:250.
Fig. 29.
1:200.
Fig. 29 b. i — k
1:200.


UNIVERSITY
OF
CALIFORN


UNIVERSITY
OF
CALIFORNIA

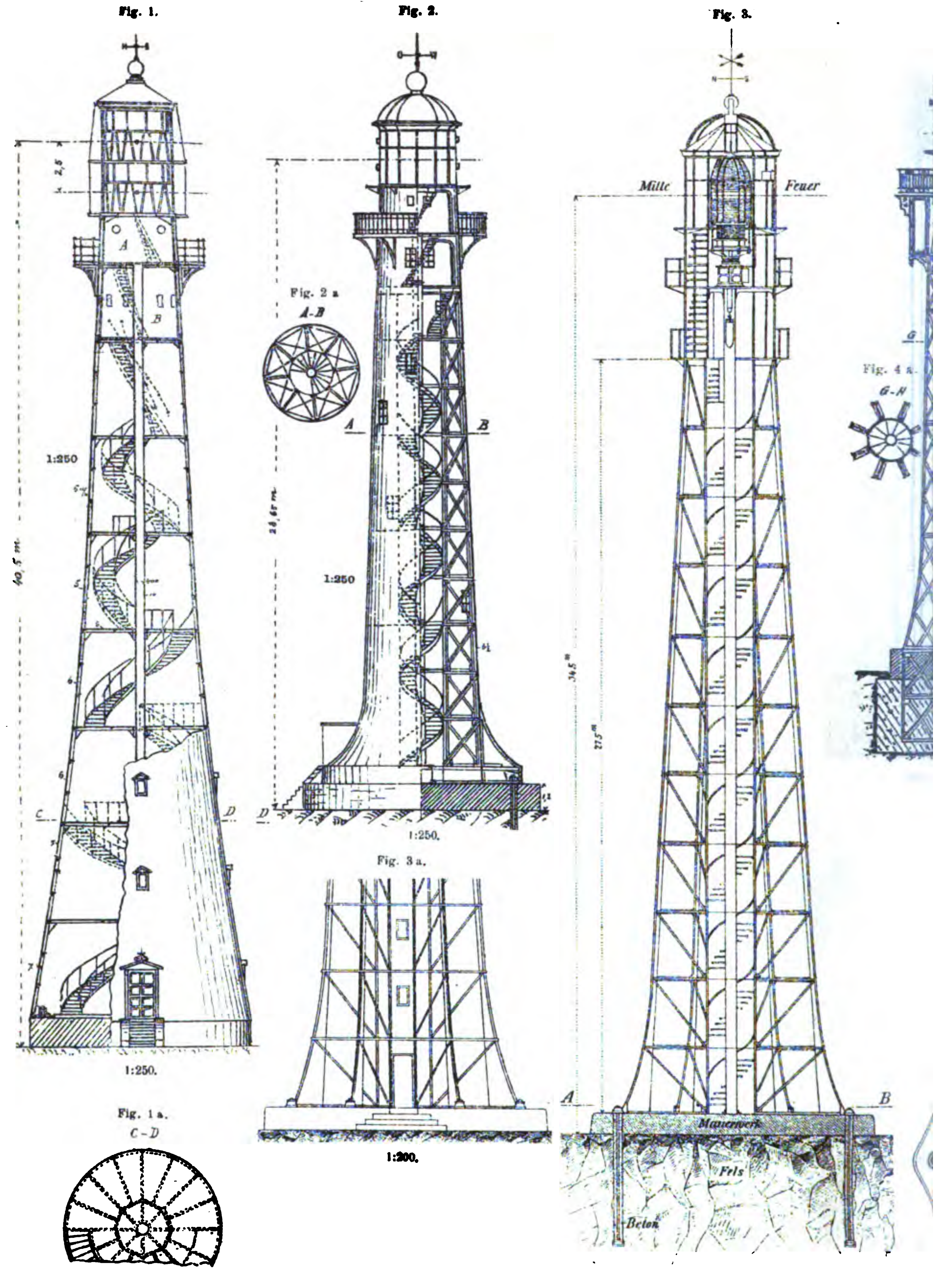
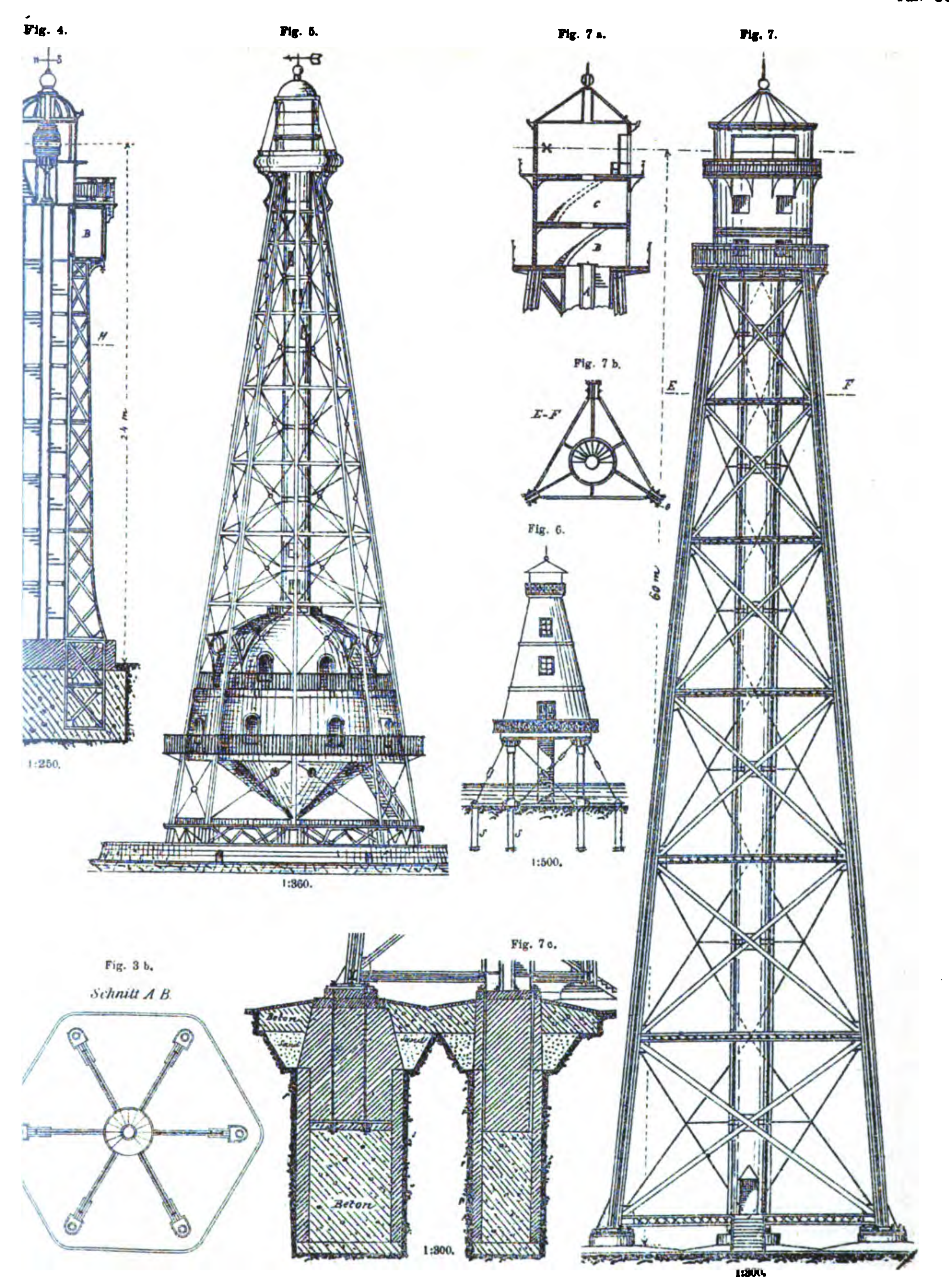
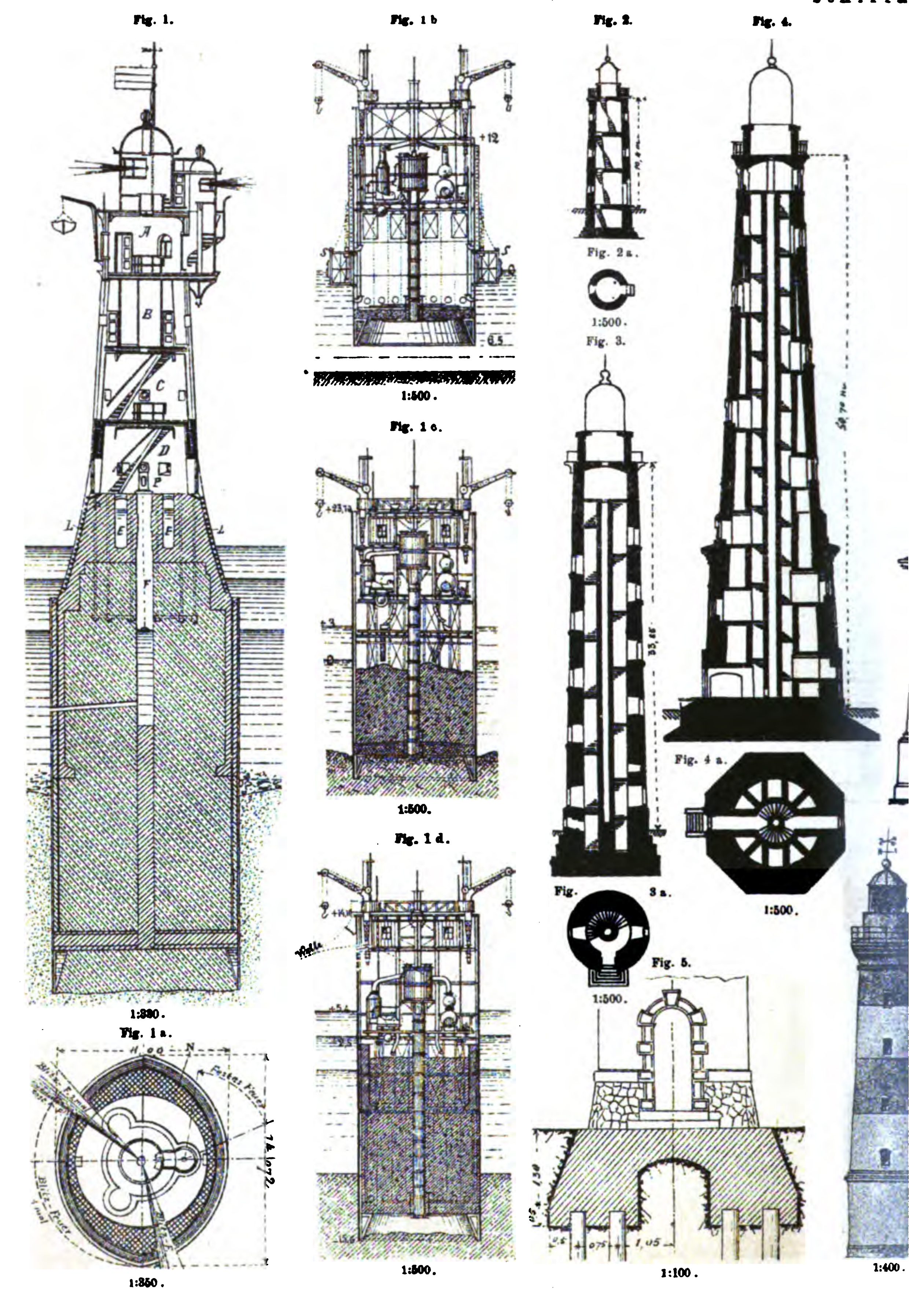
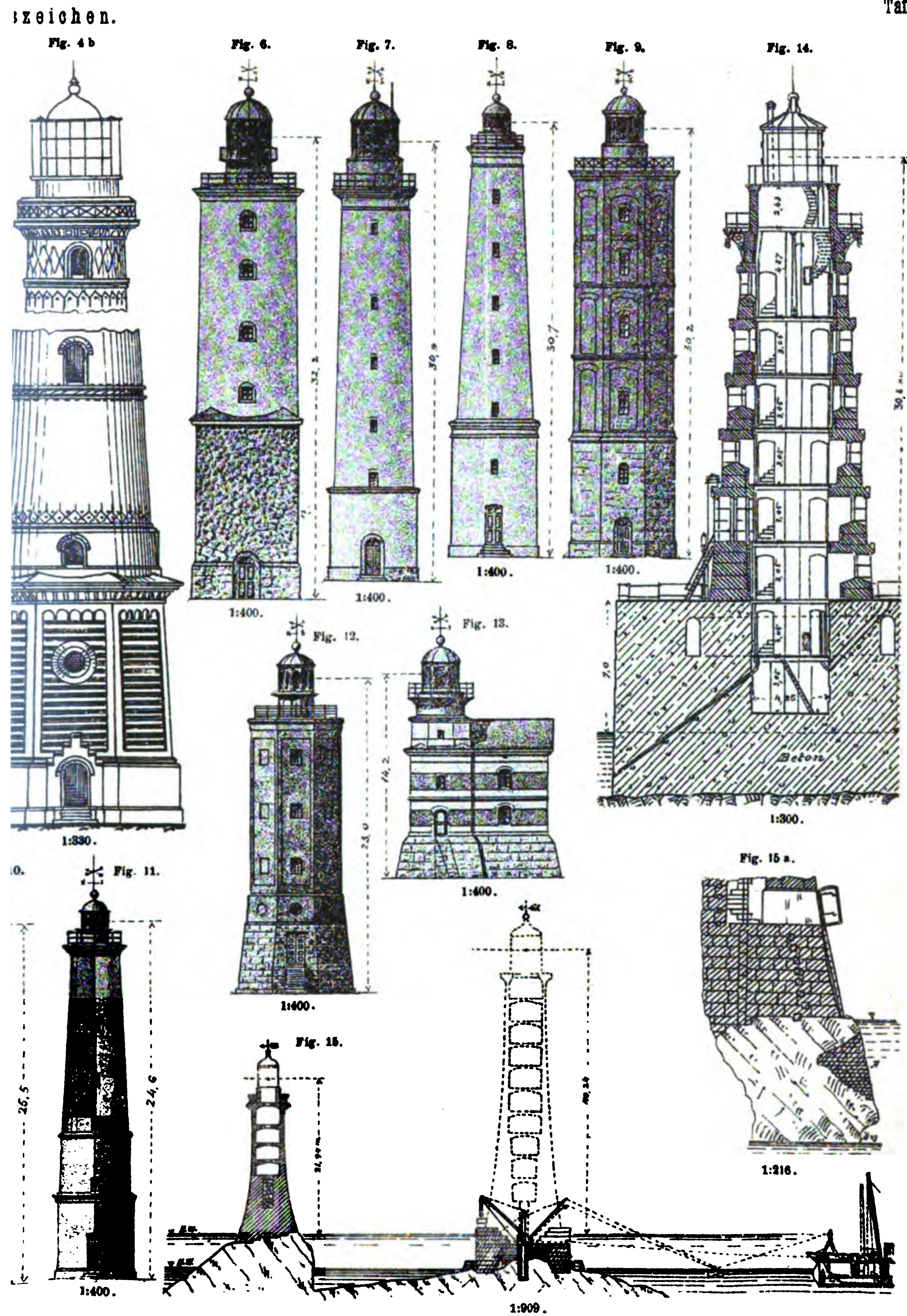


Fig. 1.
Fig. 2.
Fig. 3.
2,5
A
B
1:250
40,5 m
C
D
1:250.
Fig. 1 a.
C – D
Fig. 2 a
A-B
A
B
28,6 m
1:250
D
1:250.
Fig. 3 a.
1:200.
Mitte
Feuer
34,5 m
27,5 m
A
B
Mauerwerk
Fels
Beton
1:200.
Fig. 4 a.
G-H
G

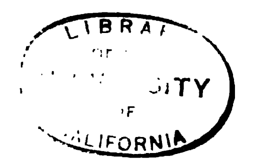

Fig. 4.
Fig. 5.
Fig. 7 a.
Fig. 7.
N
S
B
H
24 m
1:250.
1:360.
C
B
E
F
Fig. 7 b.
E-F
Fig. 6.
60 m
1:500.
Fig. 3 b.
Schnitt A B.
Fig. 7 c.
Beton
Beton
1:300.

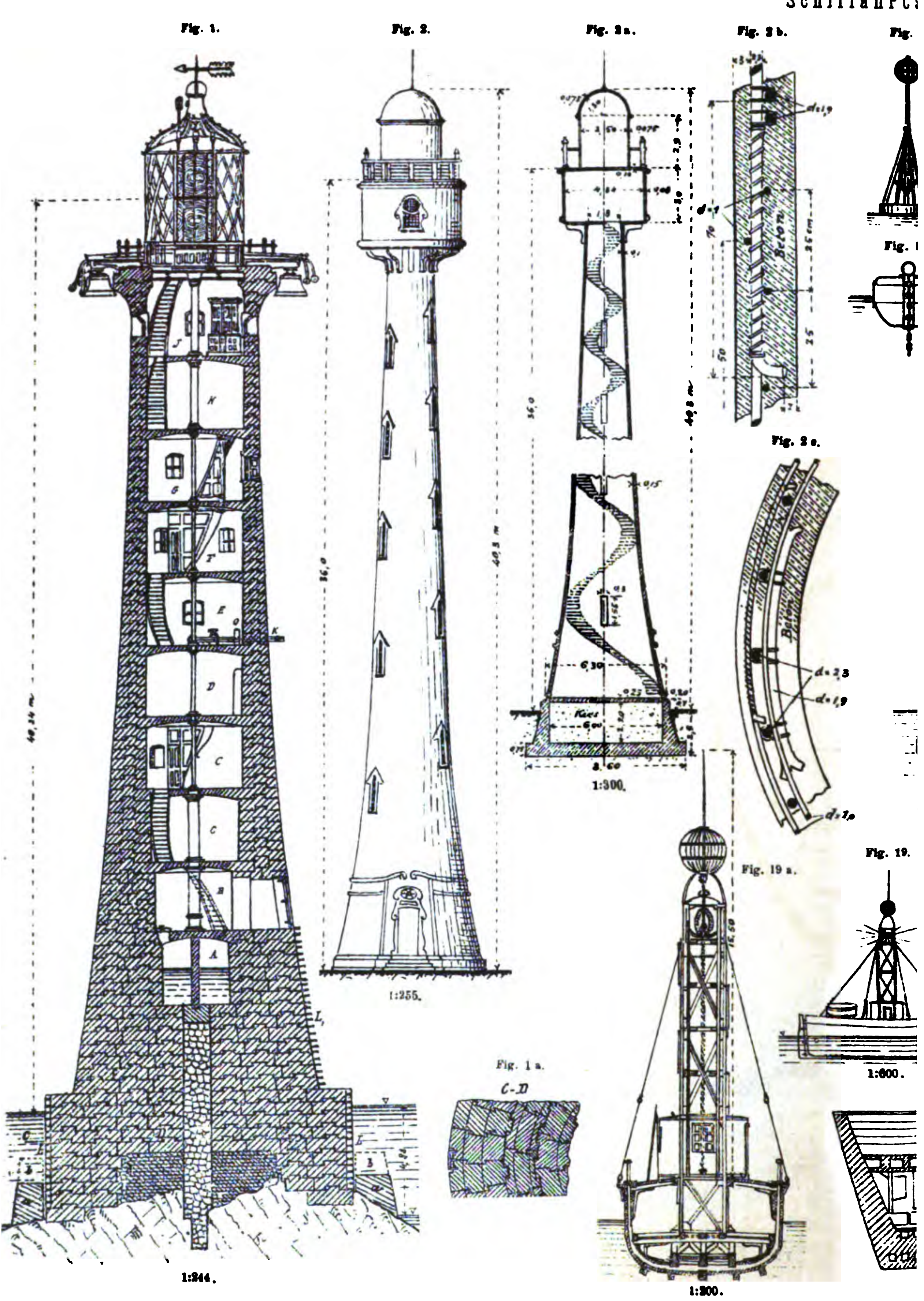


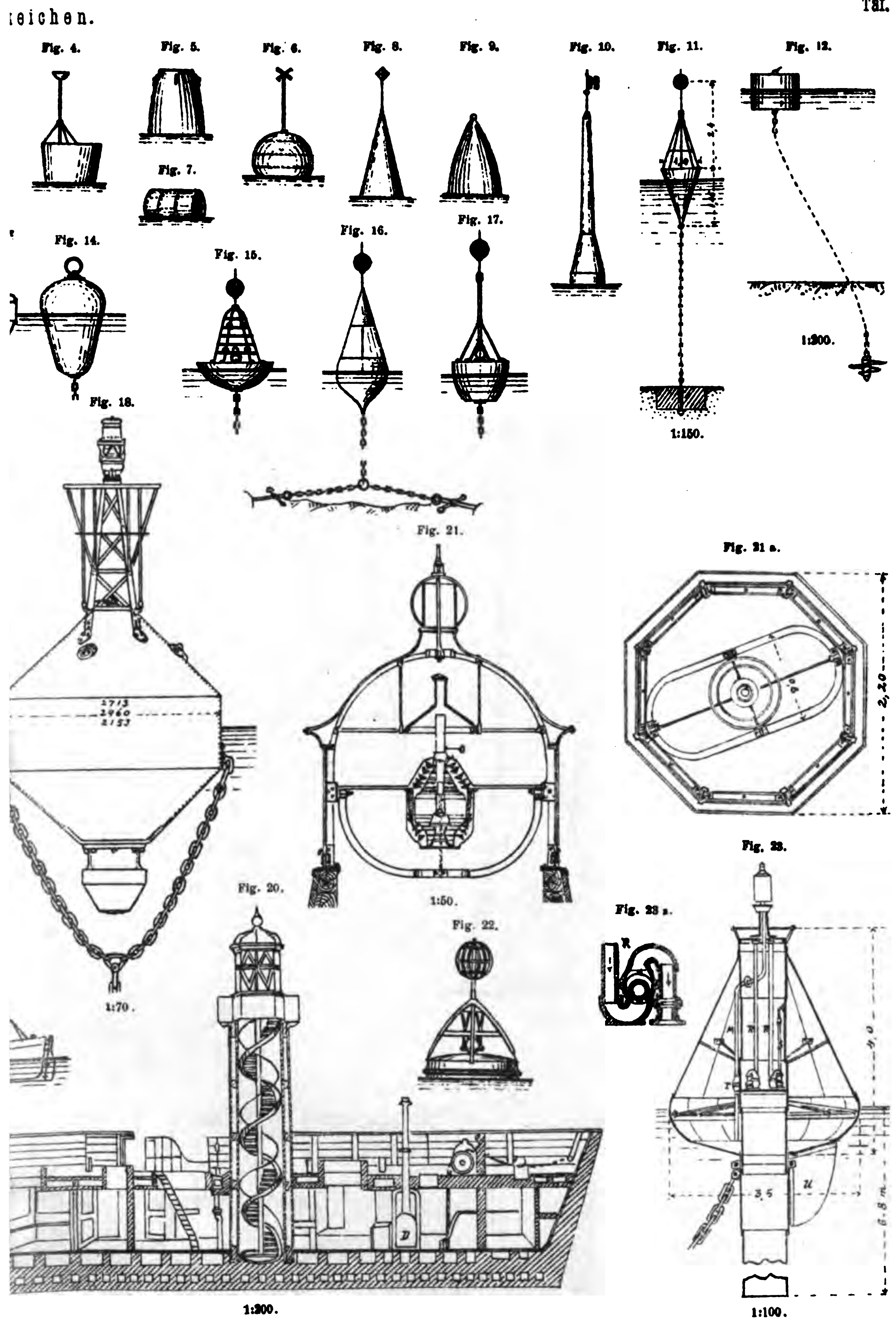

Fig. 1.
Fig. 1 b
Fig. 2.
Fig. 4.
A
B
C
D
E
F
L
+12
S
1:500.
Fig. 1 c.
1:500.
Fig. 1 d.
1:500.
Fig. 2 a.
1:500.
Fig. 3.
Fig. 4 a.
1:500.
Fig. 3 a.
1:500.
Fig. 5.
1:100.
1:400.
1:330.
Fig. 1 a.
1:350.


Fig. 4 b
1:330.
Fig. 6.
32,2
1:400.
Fig. 7.
30,9
1:400.
Fig. 8.
30,7
1:400.
Fig. 9.
30,2
1:400.
Fig. 14.
30,4
7,0
Beton
1:300.
Fig. 12.
14,2
23,0
1:400.
Fig. 13.
1:400.
Fig. 11.
25,5
24,6
1:400.
Fig. 15 a.
1:216.
Fig. 15.
1:909.


UNIVERSITY
OF
CALIFORNIA




Fig. 1.
Fig. 2.
Fig. 2a.
Fig. 2b.
Fig. 2c.
Fig. 1a.
C-D
Fig. 19a.
Fig. 19.
Beton
Kies
1:244.
1:255.
1:300.
1:200.
1:600.


Fig. 4.
Fig. 5.
Fig. 6.
Fig. 7.
Fig. 8.
Fig. 9.
Fig. 10.
Fig. 11.
Fig. 12.
Fig. 14.
Fig. 15.
Fig. 16.
Fig. 17.
1:150.
1:200.
Fig. 18.
2713
2960
2153
1:70.
Fig. 21.
1:50.
Fig. 21 a.
2,20
Fig. 20.
Fig. 22.
Fig. 23 a.
Fig. 23.
3,5
6,8 m
1:200.
1:100.


UNIVERSITY
OF
CALIFORNIA



